



TUGAS AKHIR - RC141501

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN *STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)*

BRYAN JEVON S.
NRP 3113 100 034

Dosen Pembimbing :
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D.
HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC141501

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK
ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN
STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)**

**BRYAN JEVON S.
NRP 3113 100 034**

**Dosen Pembimbing :
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D
HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017**



FINAL PROJECT - RC141501

**PLANNING MODIFICATION OF POLITEKNIK ELEKTRO
NEGERI SURABAYA (PENS) BUILDING STRUCTURE BY
USING STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)**

**BRYAN JEVON S.
NRP 3113 100 034**

**Major Supervisor
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D
HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017**

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN *STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)*

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik pada
Program Studi S-1 Reguler
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
BRYAN JEVON S.
NRP. 3113 100 034

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

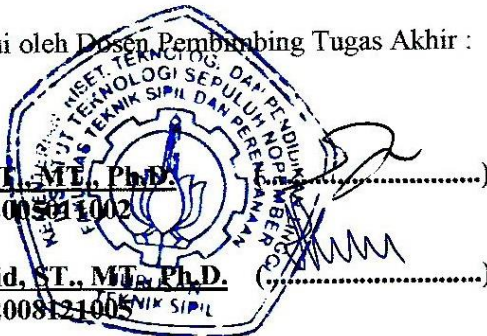
Pembimbing :

Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

NIP. 198004302005011002

Harun Al Rasvid, ST., MT., Ph.D.

NIP. 198308082008121005



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN *STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)*

Nama Mahasiswa : Bryan Jevon S.
NRP : 3113 100 034
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Data Iranata, ST., MT., Ph.D
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Abstrak

Baja merupakan alternatif bangunan tahan gempa yang sangat baik. Jika dibandingkan dengan struktur beton, baja dinilai memiliki sifat daktilitas yang dapat dimanfaatkan pada saat struktur memikul beban akibat gempa. *Steel Plate Shear Wall (SPSW)* merupakan suatu sistem penahan beban lateral yang berbentuk pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur yang membentuk suatu dinding penopang. SPSW memiliki daktilitas yang baik sehingga cocok digunakan di wilayah yang rawan gempa seperti Yogyakarta.

Pada perhitungan struktur gedung dengan sistem SPSW ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1729-2015, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung PPIUG 1983. Dan dalam menganalisis strukturnya ditinjau dengan pengaruh beban gempa dinamik dengan menggunakan program bantu ETABS 2015.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu: tebal pelat atap 9 cm, pelat lantai 9 cm, dimensi balok induk memanjang dan melintang WF500.200.10.16, dimensi kolom lantai 1-5 CFT500.500.16.16, dimensi kolom lantai 6-12 CFT400.400.12.12, dimensi VBE WF700.700.25.25, dimensi HBE WF800.300.16.30, Tebal SPSW 3 mm, *base plate* menggunakan ukuran 100.100cm tebal 65 mm. Sambungan struktur utama direncanakan sebagai sambungan kaku dengan baut f_u^b 825 Mpa. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton precast diameter 50 cm dengan kedalaman 14 m.

Kata kunci: Gempa, Struktur baja, *Steel Plate Shear Wall*, SPSW

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

PLANNING MODIFICATION OF POLITEKNIK ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) BUILDING STRUCTURE BY USING STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)

Student Name : Bryan Jevon
Student Registry Number : 3113 100 034
Major : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Data Iranata, ST., MT., Ph.D
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Abstract

Steel is the best alternative for earthquake proof building. If it is compared with the structure of concrete, the steel has ductility which can be utilized when the structure is overburdened caused by shake. Steel Plate Shear Wall (SPSW) is a lateral load resisting system consisting of vertical steel plates connected to their surrounding beams and columns and installed in one or more bays along the full height of a structure. SPSW is very suitable for high seismic region such as Yogyakarta because of its good ductility performance.

Measurement of building structure by using EBF refers to Resisting Planning Standard from Earthquake for building structure SNI 03-1726-2012, The Procedure of Steel Structure Planning for building structure SNI 03-1729-2015, and Indonesia Load Rule of PPIUG in 1983. In addition, in analyzing of the structure it is observed by burden influence of dynamic earthquake by using ETABS 2015.

From analyzing and calculating, the results which are obtained are 9 cm thick plate of roof and floor, WF500.200.10.16 the dimension of main beam, CFT500.500.16.16, CFT400.400.12.12, the dimension of floor column 1-5, 6-12, respectively, CFT700.700.25.25 the dimension of VBE, WF800.300.16.30 the dimension of HBE, Base plate using 100.100 cm dimension with 65mm thickness, and thickness of SPSW is 3 mm. The main splicing structure is planned as rigid connection with bolt F_u^{b825} Mpa. Foundation planning uses pile of precast concrete with 50 cm diameter and 14 m depth.

Key words: Earthquake, Structure of Steel, Steel Plate Shear Wall.

“This Page is Intentionally Left Blank”

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yesus Kristus atas segala berkat dan kasih-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) menggunakan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*". Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Orang tua dan keluarga terkasih yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Data Iranata, S.T, M.T, Ph.D dan Bapak Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D selaku dosen pembimbing yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan bimbingan dan motivasi.
3. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan. Seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
4. Denny, Daniel, Hanif dan teman-teman SMITS yang telah berjuang bersama sampai saat ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Penyusun

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

HALAMAN PENGESAHAN

ABSTRAK.....	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL.....	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Pengertian Dinding Geser Pelat Baja.....	5
2.2 Kelebihan dan Kelemahan Dinding Geser Pelat Baja ...	5
2.2.1 Kelebihan Dinding Geser Pelat Baja	6
2.2.2 Kelemahan Dinding Geser Pelat Baja.....	7
2.3 Analisis dan Desain Dinding Geser Pelat Baja.....	7

2.3.1	Model Dinding Geser Pelat Baja.....	9
2.3.1.1	<i>Strip Model</i>	9
2.3.1.2	<i>Orthotropic Membrane Model</i>	12
2.4	Struktur Komposit	14
2.4.1	Keuntungan Struktur Komposit.....	14
2.4.2	Balok Komposit	15
2.4.3	Kolom Komposit	16
BAB III METODOLOGI.....		19
3.1	Diagram Alir.....	19
3.2	Pengumpulan Data.....	20
3.3	Studi Literatur.....	21
3.4	Analisa Pembebanan.....	21
3.4.1	Beban Mati	21
3.4.2	Beban Hidup	21
3.4.3	Beban Angin	22
3.4.4	Beban Gempa	22
3.4.4.1	Penentuan Jenis Tanah.....	22
3.4.4.2	Penentuan Wilayah	23
3.4.4.3	Spektrum Respon Desain.....	27
3.4.4.4	Kategori Desain Seismik	28
3.4.5	Kombinasi Pembebanan	29
3.5	Perencanaan Struktur Sekunder.....	29

3.5.1	Perencanaan Tangga.....	29
3.5.2	Perencanaan Balok Lift	29
3.6	Pemodelan Struktur	30
3.7	Perencanaan Struktur Primer	30
3.7.1	Balok.....	30
3.7.2	Kolom	34
3.8	Perencanaan Sambungan	41
3.8.1	Baut	42
3.8.2	Las	44
3.8.2.1	Las Tumpul	44
3.8.2.2	Las Sudut.....	44
3.8.3	Sambungan Balok Anak ke Balok Induk.....	46
3.8.4	Sambungan Balok dengan Kolom	46
3.9	<i>Base Plate</i>	47
3.10	Perencanaan Bangunan Bawah.....	48
3.10.1	Poer.....	48
3.10.1.1	Perencanaan Dimensi Poer.....	48
3.10.1.2	Kontrol terhadap Geser Ponds.....	51
3.10.2	Tiang Pancang	53
3.10.2.1	Gaya pada Tiang Pancang	53
3.10.2.2	Daya Dukung Tiang Pancang.....	53
3.10.2.3	Efisiensi Kelompok Tiang Pancang	55

3.10.2.4	Daya Dukung Bahan Tiang	56
3.11	Penggambaran	57
BAB IV HASIL ANALISA DAN PERENCANAAN.....		59
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder.....	59
4.1.1	Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung	59
4.1.1.1	Pelat Lantai Atap.....	59
4.1.1.2	Pelat Lantai Kantor.....	61
4.1.2	Perencanaan Balok Anak	63
4.1.2.1	Balok Anak Lantai Atap.....	63
4.1.2.2	Balok Anak Lantai Perkantoran	67
4.1.2.3	Perencanaan Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	71
4.1.3	Perencanaan Balok <i>Lift</i>	75
4.1.4	Perencanaan Tangga dan Bordes.....	83
4.1.4.1	Perencanaan Tangga Lantai Perkantoran.....	83
4.1.4.2	Perencanaan Anak Tangga	84
4.1.4.3	Perencanaan Bordes	89
4.1.4.4	Balok Utama Tangga.....	94
4.1.4.5	Balok Penumpu Tangga	105
4.2	Pemodelan Struktur	112
4.2.1	Pemodelan Dinding Geser Pelat Baja	113

4.2.2	Pembebanan Struktur Utama.....	117
4.2.2.1	Berat Total Bangunan.....	120
4.2.2.2	Kombinasi Pembebanan	120
4.2.3	Pembebanan Gempa Dinamis.....	121
4.2.3.1	Pemodelan Lantai Tingkat Sebagai Diafragma.....	121
4.2.3.2	Arah Pembebanan	121
4.2.3.3	Parameter Respon Spektrum Rencana	122
4.2.3.4	Faktor Reduksi Gempa.....	123
4.2.3.5	Faktor Keutamaan (I)	123
4.2.4	Kontrol Desain	123
4.2.4.1	Kontrol Partisipasi Massa.....	124
4.2.4.2	Kontrol Ketidakberaturan Vertikal...	125
4.2.4.3	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental.....	127
4.2.4.4	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	129
4.2.4.5	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>)	131
4.3	Perencanaan Struktur Primer	136
4.3.1	Perencanaan Balok Induk.....	136

4.3.1.1	Balok Induk Melintang.....	136
4.3.1.2	Balok Induk Memanjang.....	139
4.3.2	Perencanaan Kolom	142
4.3.3	Dinding Geser Pelat Baja (SPSW).....	148
4.3.3.1	Desain Dinding Geser Pelat Baja	148
4.3.3.2	Kontrol Desain Balok (HBE)	150
4.3.3.3	Kontrol Desain Kolom (VBE).....	158
4.4	Perencanaan Sambungan	163
4.4.1	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	163
4.4.2	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom.....	167
4.4.3	Sambungan Antar Kolom.....	171
4.4.4	Sambungan Balok Induk dengan Kolom	174
4.4.5	Sambungan Dinding Geser (SPSW)	181
4.4.6	Sambungan Balok (HBE) dan Kolom (VBE) Pada Dinding Geser Pelat Baja (SPSW)	182
4.4.7	Sambungan <i>Base Plate</i>	189
4.4.8	Sambungan Dinding Geser (SPSW) dan Sloof ..	195
4.5	Perencanaan Struktur Bawah	197
4.5.1	Umum.....	197
4.5.2	Data Tanah	197

4.5.3	Perencanaan Pondasi	197
4.5.4	Daya Dukung Tanah.....	198
4.5.4.1	Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal.....	198
4.5.4.2	Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok	200
4.5.4.3	Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok.....	200
4.5.5	Perhitungan Pondasi Kolom.....	201
4.5.5.1	Daya Dukung Satu Tiang Pancang...	201
4.5.5.2	Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok.....	203
4.5.5.3	Perhitungan Poer pada Kolom.....	204
4.5.5.4	Kontrol Akibat Geser Pons.....	204
4.5.5.5	Penulangan Poer	208
4.5.6	Perencanaan Kolom Pedestal	211
4.5.7	Perencanaan Sloof Dinding Geser.....	213
BAB V	PENUTUP	219
5.1	Kesimpulan.....	219
5.2	Saran	220
DAFTAR PUSTAKA	221
LAMPIRAN		

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Dinding Geser Pelat Baja	8
Gambar 2.2	<i>Strip Model</i>	11
Gambar 2.3	Gaya-Gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Pelat Baja	12
Gambar 2.4	<i>Free Body Diagram</i> pada <i>web plate</i> , <i>Boundary Element</i> , dan <i>SPSW</i>	13
Gambar 2.5	<i>Free Body Diagram</i> pada <i>Boundary</i> <i>Element</i> di lantai menengah	13
Gambar 2.6	Pola Dinding Geser Pelat Baja	14
Gambar 2.7	Penampang Balok Komposit	16
Gambar 2.8	Kolom Komposit Terbuat dari Penampang Baja Berongga	17
Gambar 2.9	Kolom Komposit yang Terbuat dari Profil Baja yang Diberi Selubung Beton	17
Gambar 3.1	Peta Percepatan Respon Spektral MCE_R Perioda Pendek $T=0.2$ detik (S_S) di Batuan Dasar	24
Gambar 3.2	Peta Percepatan Respon Spektral MCE_R Perioda Pendek $T=1$ detik (S_1) di Batuan Dasar.....	25
Gambar 3.3	Spektrum Respon Desain	28

Gambar 3.4	Smbungan <i>Simple Connection</i> Balok Anak Ke Balok Induk	46
Gambar 3.5	Sambungan <i>Rigid Connection</i> Balok Induk Ke Kolom	47
Gambar 3.6	Kontrol Kritis Akibat Geser Satu Arah	51
Gambar 3.7	Bidang Kritis Akibat Geser Dua Arah	52
Gambar 3.8	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	55
Gambar 3.9	Koordinasi Tiang Pancang Converse Labarre	56
Gambar 4.1	Pelat Lantai Atap.....	59
Gambar 4.2	Penulangan Pelat Atap.....	61
Gambar 4.3	Pelat Lantai Gedung PENS	61
Gambar 4.4	Penulangan Lantai Gedung PENS.....	62
Gambar 4.5	Denah Balok Anak Lantai Atap	63
Gambar 4.6	Denah Balok Anak Lantai Perkantoran.....	67
Gambar 4.7	Sambungan Balok Induk dengan Siku	72
Gambar 4.8	Sambungan Balok Anak dengan Siku	72
Gambar 4.9	Detail Pelat Siku.....	74
Gambar 4.10	Denah <i>Lift</i>	76
Gambar 4.11	Potongan Melintang <i>Lift</i>	77
Gambar 4.12	Model Pembebanan Balok Penumpu <i>Lift</i>	78
Gambar 4.13	Posisi MA, MB, MC	80

Gambar 4.14	Denah Tangga.....	84
Gambar 4.15	Pelat Anak Tangga	84
Gambar 4.16	Model Pembebanan Pengaku Anak Tangga..	86
Gambar 4.17	Denah Bordes	89
Gambar 4.18	Pembebanan Balok Utama Tangga	96
Gambar 4.19	Bidang M Balok Tangga	98
Gambar 4.20	Bidang D Balok Tangga	99
Gambar 4.21	Bidang N Balok Tangga	100
Gambar 4.22	Analisa Lendutan Balok Utama Tangga.....	104
Gambar 4.23	Pembebanan Balok Penumpu Tangga	105
Gambar 4.24	Posisi MA, MB, MC Balok Penumpu Tangga.....	108
Gambar 4.25	Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga ...	111
Gambar 4.26	Denah Struktur Gedung PENS	112
Gambar 4.27	Kotak Dialog <i>Shell Assignment</i>	113
Gambar 4.28	Kotak Dialog <i>Wall Properties</i>	114
Gambar 4.29	Kotak Dialog <i>Wall Property Data</i>	114
Gambar 4.30	Memasang Elemen <i>Shell</i> pada ETABS	115
Gambar 4.31	Kotak Dialog <i>Wall Auto Mesh Option</i>	117
Gambar 4.32	Pemodelan 3 Dimensi Gedung PENS Menggunakan SPSW.....	116
Gambar 4.33	Kolom Komposit CFT	143

Gambar 4.34	Struktur Dinding Geser Pelat Baja	149
Gambar 4.35	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	166
Gambar 4.36	Sambungan Kolom CFT dengan Balok Penumpu Tangga	170
Gambar 4.37	Sambungan Kolom dengan Kolom	173
Gambar 4.38	Sambungan Balok Induk dengan Kolom	180
Gambar 4.39	Sambungan Dinding Geser	182
Gambar 4.40	Sambungan HBE dan VBE pada Dinding Geser Pelat Baja	188
Gambar 4.41	Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	194
Gambar 4.42	Sambungan Sloof dan Dinding Geser	196
Gambar 4.43	Pondasi Tiang Pancang	202
Gambar 4.44	Geser Ponds Akibat Kolom.....	205
Gambar 4.45	Geser Ponds Akibat Tiang Pancang	207
Gambar 4.46	Analisa Poer sebagai Balok Kantilever	208
Gambar 4.47	Pembebanan poer kolom Tipe I (arah sumbu x).....	209
Gambar 4.48	Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA COL.	212
Gambar 4.49	Penulangan Kolom Pedestal.....	213
Gambar 4.50	Diagram Interaksi Sloof 50/70	215

Gambar 4.51	Penampang Sloof 500 x 700.....	217
-------------	--------------------------------	-----

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Klasifikasi Situs.....	23
Tabel 3.2	Koefisien Situs F_a	24
Tabel 3.3	Koefisien Situs F_v	26
Tabel 3.4	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek	29
Tabel 3.5	Tabel Penampang Bab Pasal F SNI 1729 : 2015	31
Tabel 3.6	<i>Throat</i> Efektif Las Tumpul Penetrasi Joint Sebagian	44
Tabel 3.7	Ukuran Minimum Las Sudut	36
Tabel 4.1	Tabel Perhitungan N Rata-Rata.....	119
Tabel 4.2	Parameter Respon Gempa Yogyakarta Untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak).....	122
Tabel 4.3	Faktor Reduksi Gempa	123
Tabel 4.4	Rasio Partisipasi Massa Gedung PENS.....	124
Tabel 4.5	Kekakuan Tingkat Akibat Gempa Arah X	125
Tabel 4.6	Kekakuan Tingkat Akibat Gempa Arah Y	126
Tabel 4.7	Periode dan Frekuensi Struktur	128
Tabel 4.8	Reaksi Dasar Struktur	129
Tabel 4.9	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	130

Tabel 4.10	Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X.....	133
Tabel 4.11	Kontrol Simpangan Antar Akibat Beban Gempa Arah Y	134
Tabel 4.12	Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X dengan Faktor Koreksi	135
Tabel 4.13	Hasil Analisis ETABS 2015 Untuk Kolom...	203

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pertumbuhan ekonomi yang pesat di Indonesia menyebabkan kebutuhan akan gedung perkantoran semakin besar. Kebutuhan akan gedung perkantoran ini juga diperlukan di kota-kota besar seperti di Yogyakarta. Mengingat Yogyakarta merupakan salah satu wilayah yang sering mengalami gempa di Indonesia, maka diperlukan gedung perkantoran yang didesain kuat dan tahan gempa sesuai dengan peraturan yang ada. Selain itu, pemilihan material juga harus diperhatikan dalam konstruksi gedung tahan gempa.

Baja merupakan material yang memiliki beberapa keuntungan. Berat profilnya yang relatif ringan dapat membuat berat keseluruhan struktur menjadi lebih ringan dibandingkan penggunaan material lain, hal ini menyebabkan beban lateral yang diterima struktur akan berkurang dan membuat gedung lebih tahan gempa. Selain itu, baja memiliki sifat daktil yang menyebabkan baja dapat mengalami deformasi yang besar dibawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur dan putus. Sifat ini dapat mencegah terjadinya proses robohnya bangunan secara tiba-tiba apabila terjadi gempa dan memberikan waktu kepada penghuni untuk menyelamatkan diri. Beberapa keuntungan lain yang dimiliki oleh baja, yaitu :

- Tahan terhadap tarik
- Ukuran lebih presisi karena dikerjakan di workshop
- Pengerjaan lebih cepat dan mudah karena profil dibuat di workshop

Keuntungan-keuntungan yang dimiliki oleh material baja ini harus dipadukan dengan sistem struktur penahan beban lateral agar gedung lebih tahan terhadap gempa.

Steel Plate Shear Wall (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertical padat yang menghubungkan balok dan kolom disekitarnya dan terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Penggunaan SPSW dapat menghasilkan kekakuan struktur yang besar dan perilaku daktail pada struktur, selain itu SPSW memiliki tingkat penyerapan energi yang besar. Sifat-sifat ini sangat cocok dimanfaatkan untuk mengurangi beban gempa yang terjadi.

Dengan mempertimbangkan sifat-sifat material baja yang dipadukan dengan sistem SPSW dan kebutuhan akan gedung perkantoran, maka akan direncanakan modifikasi gedung perkantoran menggunakan *Steel Plate Shear Wall* di kota Yogyakarta. Gedung yang akan digunakan dalam modifikasi perencanaan ini adalah Gedung PENS yang memiliki 12 lantai. Gedung PENS ini semula digunakan sebagai gedung sekolah dan dibangun menggunakan struktur beton bertulang, dan akan dimodifikasi sebagai gedung perkantoran dengan menggunakan sistem SPSW untuk wilayah gempa di Yogyakarta. Oleh karena itu diajukan judul “Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) menggunakan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)” sebagai Tugas Akhir.

1.2. Rumusan Masalah

1.2.1 Rumusan Masalah Umum

Permasalahan umum dari tugas akhir ini adalah bagaimana mendesain Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) dengan menggunakan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)?

1.2.2 Rumusan Masalah Khusus

Permasalahan khusus yang ditinjau dalam Desain Modifikasi Struktur Gedung PENS dengan menggunakan *Steel Plate Shear Wall* adalah:

1. Bagaimana melakukan *preliminary design*?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder dan struktur utama?
4. Bagaimana merencanakan *Steel Plate Shear Wall*?
5. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja?
6. Bagaimana merencanakan pondasi sesuai beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik?

1.3. Tujuan

1.3.1 Tujuan Umum

Tujuan umum dari tugas besar ini adalah agar mampu mendesain Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) dengan menggunakan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW).

1.3.2 Tujuan Khusus

Tujuan khusus dalam tugas akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung PENS dengan menggunakan *Steel Plate Shear Wall*” adalah:

1. Mampu melakukan *preliminary design*
2. Mampu menghitung pembebanan yang terjadi
3. Mampu merencanakan struktur sekunder dan struktur utama
4. Mampu merencanakan *Steel Plate Shear Wall*
5. Mampu merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja
6. Mampu merencanakan pondasi sesuai beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan
7. Mampu menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik

1.4. Batasan Masalah

Agar perencanaan ini tidak melebar ke persoalan yang lain, maka dilakukan pembatasan masalah sebagai berikut:

1. Tidak membahas biaya konstruksi gedung
2. Tidak membahas metode pelaksanaan
3. Menggunakan peraturan SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung
4. Menggunakan peraturan SNI 1729-2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural
5. Menggunakan peraturan SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
6. Menggunakan peraturan SNI 1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
7. Menggunakan peraturan PPIUG 1983 tentang Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung

1.5. Manfaat

Manfaat yang dapat diberikan oleh Tugas Akhir ini adalah

:

1. Dapat merencanakan struktur baja yang memenuhi persyaratan yang berlaku
2. Sebagai bahan pertimbangan dalam menggunakan jenis pengaku untuk mendesain konstruksi bangunan baja
3. Sebagai rekomendasi untuk proyek lain yang serupa agar dapat memanfaatkan material baja sebagai bahan struktur gedung dengan pertimbangan keuntungan penggunaan material baja sebagai struktur gedung.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pengertian Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)

Dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Dinding geser plat baja yang dikenakan beban inelastis siklik menunjukkan kekakuan, daktilitas yang tinggi, dan mampu mendisipasi energi dalam jumlah besar. Karakter-karakter ini membuat dinding geser plat baja sangat cocok digunakan untuk menahan beban seismik. Dinding geser plat baja ini memiliki keuntungan lain dalam hal biaya, daktilitas, kekakuan awal yang tinggi, dan proses pengerjaan yang relatif cepat di lapangan. Akan tetapi, fungsi utama dari dinding geser plat baja adalah menahan beban lateral dan mengurangi beban gempa yang terjadi pada struktur.

Secara umum, dinding geser plat baja terdiri dari dinding plat baja yang dikelilingi oleh kolom yang disebut *Vertical Boundary Elements* (VBEs), dan balok yang disebut *Horizontal Boundary Elements* (HBEs). Batang vertikal/kolom berfungsi sebagai *flens*, dinding geser berfungsi sebagai *web* dan batang horizontal/balok berfungsi sebagai pengaku/*stiffner* (Astaneh, 2000). Penggunaan *Steel Plate Shear Wall* banyak dilakukan di kota-kota besar seperti Amerika, Kanada, Meksiko, Jepang, Taiwan, dll.

2.2. Kelebihan dan Kelemahan Dinding Geser Plat Baja

Pada dasarnya dinding geser plat baja memiliki kelebihan dan kekurangan tergantung dari jenis bangunan yang ditinjau.

2.2.1. Kelebihan Dinding Geser Plat Baja

1. Ketebalan Dinding
Dinding geser plat baja lebih tipis dibandingkan ketebalan dinding geser plat beton. Pada beberapa studi yang dilakukan, penggunaan dinding geser plat baja dapat menghemat sekitar 2% dari *gross square footage* (Seilie dan Hooper, 2005).
2. Berat Bangunan
Dari hasil studi, berat bangunan yang menggunakan dinding geser plat baja lebih ringan 18% dibandingkan dengan berat bangunan yang menggunakan dinding geser beton *core system*, yang mana hasil ini dapat mengurangi beban yang diterima fondasi akibat adanya beban gravitasi dan beban gempa (Seilie dan Hooper, 2005).
3. Pekerjaan Konstruksi yang Cepat
Penggunaan dinding geser plat baja mengurangi waktu pengerjaan konstruksi. Tidak hanya cepat pada waktu pemasangan tetapi juga pada waktu perawatan. Hasil studi juga menunjukkan bahwa pengerjaan dinding geser plat baja jauh lebih mudah dari pada pengerjaan sistem rangka bresing konsentrik khusus (Seilie dan Hooper, 2005).
4. Daktilitas
Plat baja tipis memiliki kapasitas pasca tekuk yang baik. Dinding geser plat baja dapat bertahan hingga 4% tanpa mengalami kerusakan signifikan, meskipun sebagian besar kerusakan terjadi pada tepi panel plat baja. Ada beberapa kerutan dan robekan pada panel karena lentur. Namun, robekan ini tidak mengurangi kapasitas kekakuan plat.
5. Sistem yang Teruji
Sistem ini telah diuji sejak tahun 1970 and telah diatur dalam National Building Code of Canada (NBCC) sejak 1994 dan juga telah diatur dalam American

Institute of Steel Construction (AISC) Seismic Provisions pada tahun 2005 (Seilie dan Hooper, 2005).

2.2.2. Kelemahan Dinding Geser Plat Baja

1. Kekakuan

Sistem dinding geser plat baja pada umumnya lebih lentur dibandingkan dengan dinding geser dari beton. Sehingga, ketika menggunakan dinding geser plat baja pada gedung bertingkat tinggi perencana perlu menambahkan pengaku (Seilie dan Hooper, 2005).

2. Urutan Pekerjaan Konstruksi

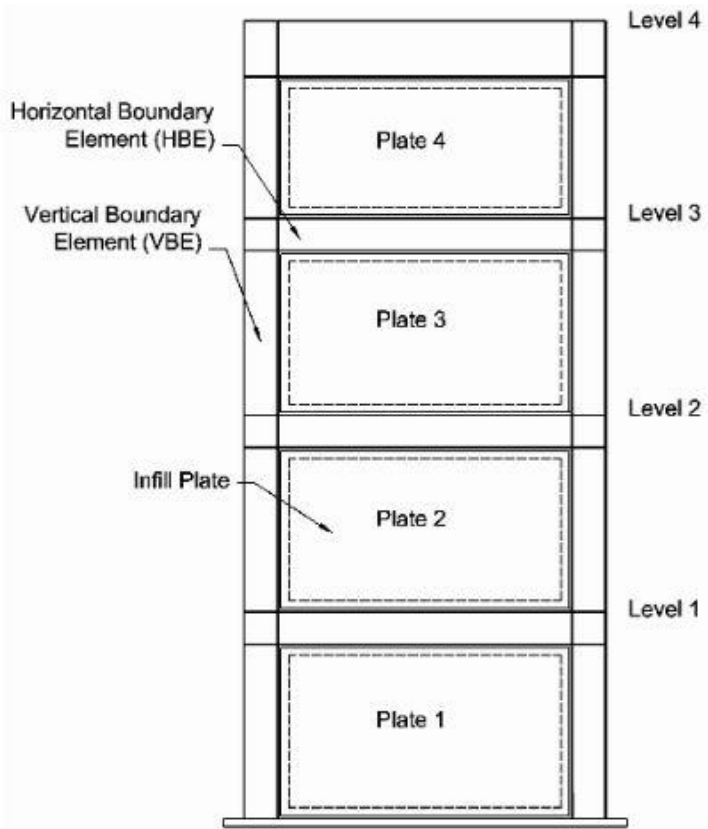
Urutan pekerjaan konstruksi sangat perlu diperhatikan dalam pemasangan dinding geser plat baja untuk menghindari tekanan awal berlebihan pada dinding plat baja. Pada kasus di sebuah gedung, pengelasan plat sambung pada dinding geser ditunda sampai sebagian besar deformasi akibat beban mati dalam rangka. hal ini dimaksudkan untuk meringankan tekanan awal pada dinding geser plat baja (Seilie dan Hooper, 2005).

3. Sistem Baru

Karena ketidakpahaman terhadap dinding geser plat baja, kontraktor akan mengestimasi biaya yang tinggi dalam pemasangan dinding geser plat baja. Hal ini dapat diatasi dengan melibatkan kontraktor dalam perencanaan dinding geser plat baja (Seilie dan Hooper, 2005).

2.3. Analisis dan Desain Dinding Geser Plat Baja

Dinding geser plat baja terdiri dari batang vertikal (VBEs) yang disebut dengan kolom, batang horizontal (HBEs) yang disebut dengan balok, dan plat pengisi tipis yang melengkung pada bidang geser dan membentuk bidang diagonal untuk menahan beban gempa (Berman dan Bruneau, 2004) seperti ditunjukkan pada gambar 2.1.



Gambar 2.1. Dinding Geser Plat Baja (Berman dan Bruneau, 2004)

Dinding geser plat baja direncanakan dan dianalisis untuk menentukan kekuatan elemen dalam sistem, menentukan distribusi gaya geser gempa antara plat geser dan batang vertikal (kolom), dan untuk menghitung perpindahan lateral batang (Seilie dan Hooper, 2005).

2.3.1. Model Dinding Geser Plat Baja

Dalam analisa dinding geser plat baja, pemodelan perlu dilakukan untuk mendapatkan gaya-gaya pada elemen struktur yang digunakan untuk dasar perancangan. Untuk menentukan profil tampang elemen, maka gaya aksial dan lentur pada kolom serta tegangan pada *webplate* perlu diketahui. Selain itu, tujuan kedua adalah untuk mengestimasi *lateral displacement* yang terjadi pada rangka, karena simpangan/*drift* yang berlebihan akan menghasilkan perilaku struktur yang tidak dapat diandalkan, sehingga kekakuan rangka sering menjadi nilai yang menentukan desain.

2.3.1.1. Strip Model

Perencanaan awal dilakukan dengan menggunakan plat pada setiap tingkat sebagai rangka yang dikenal dengan sebutan *equivalent story brace model* (model rangka yang sama pada setiap lantai), yang membentang di sepanjang garis diagonal batang.

Ketebalan plat pada luas penampang di setiap rangka per lantai dapat dihitung dengan menggunakan persamaan : (Thornburn et al, 1983)

$$t = \frac{2A \cdot \sin\theta \cdot \sin 2\theta}{L \cdot \sin^2 2\theta} \quad (2.1)$$

Dimana :

A = Luas penampang di setiap rangka per lantai

L = Panjang Bentang

θ = Sudut antara batang vertikal dan bidang diagonal

Sudut kemiringan batang vertikal dengan bidang plat yang mengalami tarik (α), dihitung dengan rumus : (Timler dan Kulak, 1983)

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2A_c}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (2.2)$$

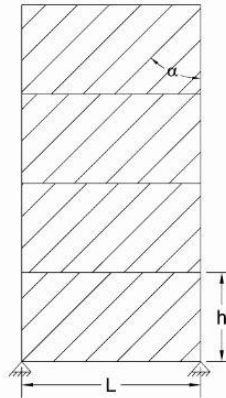
Dimana :

- t = Ketebalan Plat
- Ac = Luas Penampang Kolom
- Ic = Momen inersia kolom
- hs = Tinggi tiap lantai
- Ab = Luas penampang balok

Untuk mencegah terjadinya deformasi (lendutan) yang berlebihan yang dapat menyebabkan faktor tekuk berlebihan pada dinding geser plat baja, maka momen inersia kolom harus memenuhi persamaan:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad (2.3)$$

Penelitian yang dilakukan oleh Thornburn et al (1983) dan diteruskan oleh Driver et al (1998) menunjukkan bahwa dinding geser plat baja direncanakan dengan menggunakan rangka yang berfungsi sebagai pengaku dengan sudut kemiringan tarik plat 30-55°. Pada umumnya sudut yang digunakan adalah 45°, yang mana model tersebut mewakili plat sebagai batang tarik atau strip. Model itu dikenal dengan nama *strip model* atau *multistrip model*, seperti pada gambar 2.2



Gambar 2.2. *Strip Model* (Driver et al, 1998)

Pada tahun 2003, Berman dan Bruneau melakukan penelitian lanjutan dengan hasil bahwa idealnya dinding geser plat baja harus direncanakan sedemikian rupa sehingga semua panel dinding geser plat baja dapat meredam energi melalui deformasi inelastik ketika struktur terkena gempa. Oleh karena itu, ketebalan dari dinding geser plat baja pada tiap lantai harus ditentukan dengan gaya geser lantai yang sesuai. Untuk mengetahui ketebalan plat tersebut dapat digunakan persamaan : (Berman dan Bruneau, 2003)

$$t_{wi} = \frac{2V_i}{F_y \cdot L \cdot \sin(2\alpha_i)} \quad (2.4)$$

Dimana :

t_{wi} = Ketebalan plat perlantai

V_i = Gaya geser plat lantai

F_y = Kuat tarik baja

L = Panjang bentang

α = Sudut antara bidang tarik plat dan batang vertikal

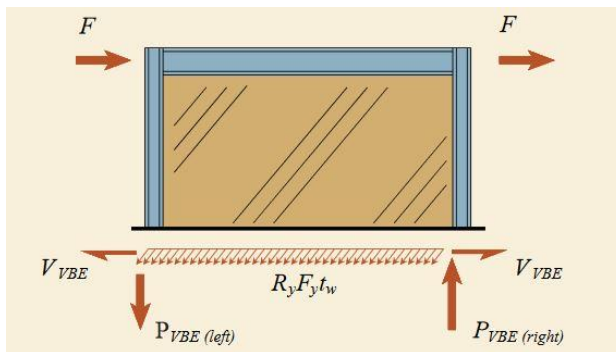
Seperti telah disebutkan sebelumnya, kekuatan dinding geser plat baja dapat dicapai dengan baik ketika rangka yang mendukungnya kuat dan kaku dalam mengikat gaya tarik diagonal dan dinding geser plat baja. Untuk batang vertikal telah direkomendasikan bahwamomen inersia kolom (I_c) harus memenuhi perasmaan : (Montgomery dan Medhekar, 2001)

$$0.7h \left(\frac{t_w}{2L \cdot I_c} \right)^{0.25} \leq 2.5 \quad (2.5)$$

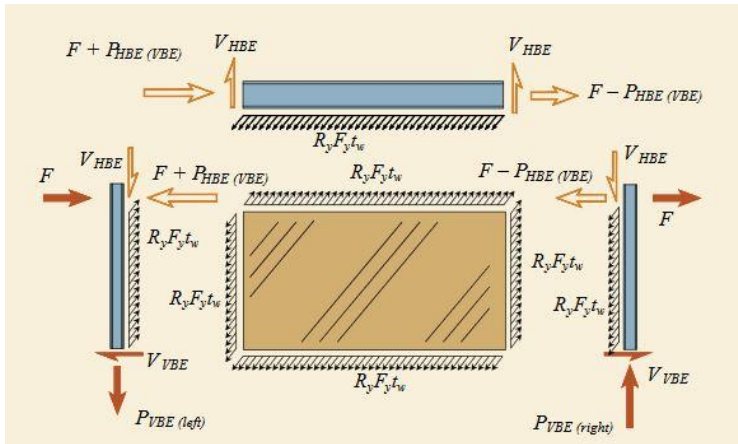
Yang mana persamaan 2.5 tersebut mengarah ke persamaan 2.3.

2.3.1.2. Orthotropic Membrane Model

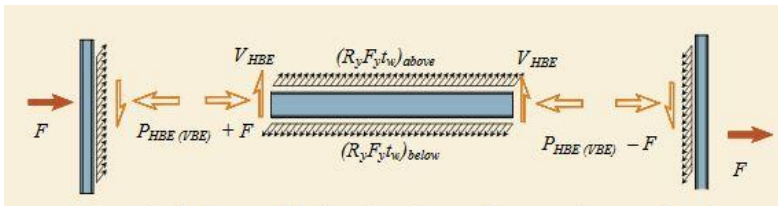
Pada model ini, plat direncanakan dengan bentuk orthotropic (sifat elemen tergantung pada sumbu) dengan tekan yang berbeda dan perlawanan tarik dari plat. Sumbu lokal pada elemen ditetapkan untuk menghitung sudut tegangan tarik, α (Ericksen dan Sabelli, 2008). Pola desain dan perencanaan gaya yang bekerja pada dinding geser plat ditunjukkan pada gambar 2.3 dan 2.4



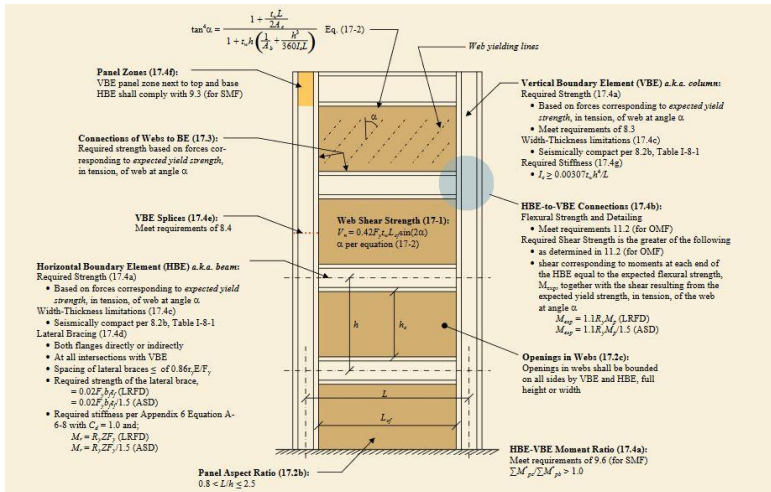
Gambar 2.3. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser plat baja (Ericksen dan Sabelli, 2008)



Gambar 2.4. *Free Body Diagram* pada web plate, boundary elements, dan SPSW berdasarkan gambar 2.3 (Ericksen dan Sabelli, 2008)



Gambar 2.5. *Free Body Diagram* pada boundary element, di lantai mengengah berdasarakan gambar 2.3 (Ericksen dan Sabelli, 2008)



Gambar 2.6. Pola dinding geser plat baja (Ericksen dan Sabelli, 2008)

2.4. Struktur Komposit

Batang komposit adalah batang yang terdiri dari profil baja dan beton yang digabung bersama untuk memikul beban tekan dan atau lentur. Batang yang memikul lentur umumnya disebut dengan balok komposit. Sedangkan batang yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit. Sedangkan batang yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit

2.4.1. Keuntungan Struktur Komposit

Keuntungan yang didapatkan dengan menggunakan balok komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, kapasitas pemikul beban

meningkat. Penghematan berat baja sebesar 20% sampai 30% seringkali dapat diperoleh dengan memanfaatkan semua keuntungan dari sistem komposit. Pengurangan berat pada balok baja ini biasanya memungkinkan pemakaian penampang yang lebih rendah dan juga lebih ringan. Keuntungan ini bisa banyak mengurangi tinggi bangunan bertingkat banyak sehingga diperoleh penghematan bahan bangunan yang lain seperti dinding luar dan tangga.

2.4.2. Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara element-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur (Spiegel dan Limbrunner, 1998)

Sebuah balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan. Beberapa jenis balok komposit antara lain:

a. **Balok Komposit Penuh**

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi (SNI 1729-2015)

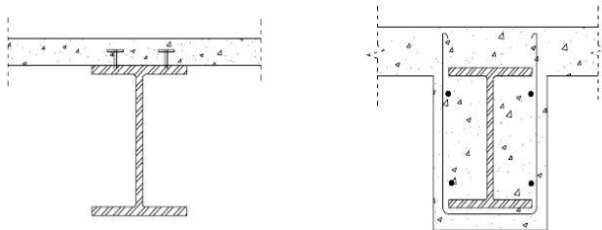
b. **Balok Komposit Parsial**

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton (SNI 1729-2015)

c. **Balok baja yang diberi selubung beton**

Walaupun tidak diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal terpenuhi (SNI 1729-2015)

- Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang daripada 50 mm, kecuali yang disebutkan pada butir ke-2 dibawah.
- Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm dibawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah plat.
- Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.



a) Balok Komposit (tanpa deck)

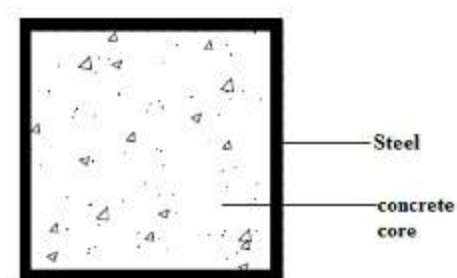
b) Balok baja diberi selubung beton

Gambar 2.7. Penampang Balok Komposit

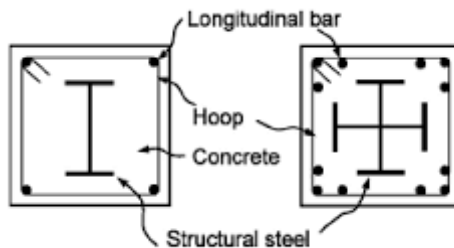
2.4.3. Kolom Komposit

Kolom komposit didefinisikan sebagai “kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan di cor di dalam beton structural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural. Menurut SNI 1729-2002, ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

- Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).
- Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton)



Gambar 2.8.Kolom Komposit Terbuat dari Penampang Baja Berongga



Gambar 2.9.Kolom Komposit yang Terbuat dari Profil Baja yang Diberi Selubung Beton di Sekelilingnya

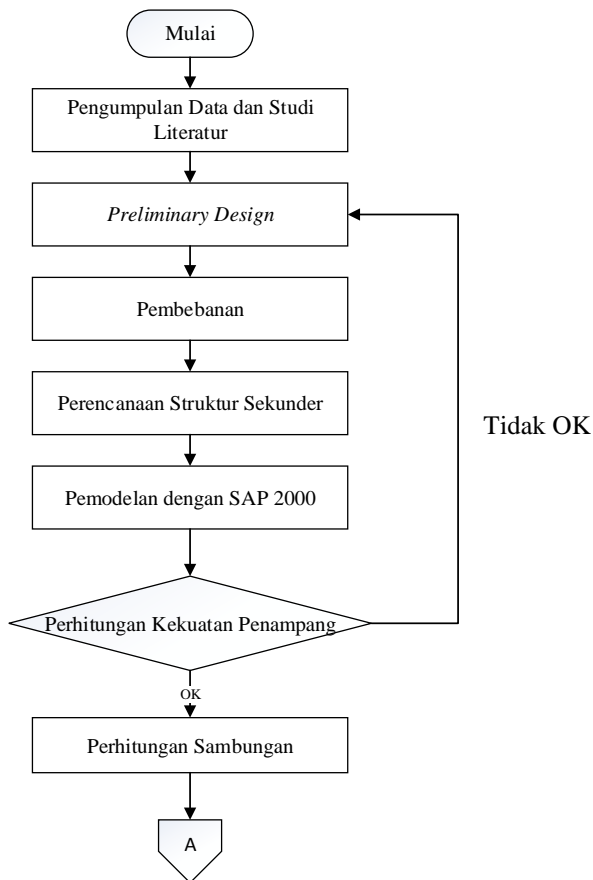
“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

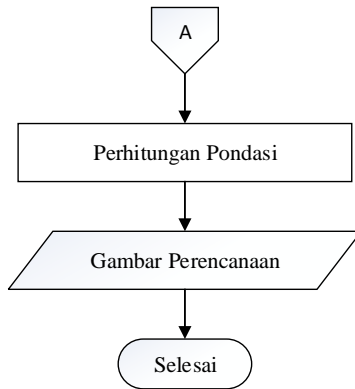
BAB III

METODOLOGI

3.1. Diagram Alir

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, diperlukan adanya diagram alir yang berfungsi sebagai langkah pengerjaan yang dapat dilihat pada gambar berikut :





3.2. Pengumpulan Data

1. Data bangunan sebelum dimodifikasi

Nama Gedung	: Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS)
Fungsi	: Institusi Pendidikan
Lokasi	: Jl. Raya ITS Politeknik Elektronika, Kampus ITS Sukolilo, Jawa Timur
Jumlah Lantai	: 12
2. Data Gambar

Data gambar berupa gambar arsitektur
3. Data Tanah

Data tanah berupa grafik SPT
4. Data bangunan setelah dimodifikasi

Nama Gedung	: Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS)
Fungsi	: Perkantoran
Lokasi	: Yogyakarta
Jumlah Lantai	: 12
Mutu Beton (f'_c)	: 30 MPa
Mutu Baja	: BJ41
Balok	: IWF

Kolom : Concrete Filled Steel Tube
(CFT)

3.3. Studi Literatur

Adapun literatur dan peraturan yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. SNI 1726-2012 tentang “Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung”
2. SNI 1729-2015 tentang “Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural”
3. SNI 2847-2013 tentang “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung”
4. SNI 1727-2013 tentang “Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain”
5. PPIUG 1983 (Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung)
6. Buku referensi struktur baja

3.4. Analisa Pembebanan

3.4.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran. (Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada Bab 2 PPIUG 1983)

3.4.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. (Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada tabel 4-1 SNI 1727-2013)

3.4.3. Beban Angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara (Besaran beban angin untuk bangunan gedung dilihat pada Bab 2 PPIUG 1983)

3.4.4. Beban Gempa

Beban Gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa. (Peraturan gempa diatur dalam SNI 1726-2012)

3.4.4.1. Penentuan Jenis Tanah

Dengan data SPT, maka persamaan yang digunakan untuk menentukan jenis tanah adalah sebagai berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (3.1)$$

Keterangan :

d_i = Kedalaman lapisan tanah uji

N_i = Nilai SPT

$\sum_{i=1}^n d_i$ = 30 meter atau lebih

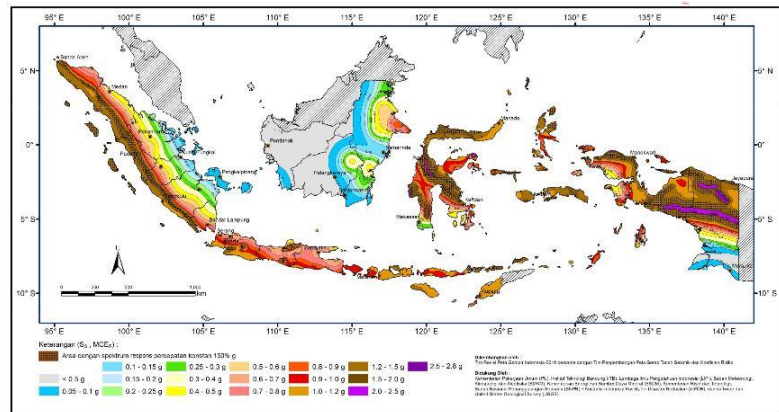
Dari perhitungan akan didapat rata-rata nilai SPT (\bar{N}) yang kemudian dikontrol dengan tabel 3.1 untuk menentukan jenis tanahnya berdasarkan kelas situs tanahnya

Tabel 3.1 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	N atau Nch
SA (Batuan Keras)	N/A
SB (Batuan)	N/A
SC (Tanah Keras, Sangat Padat, dan Batuan Lunak)	>50
SD (Tanah Sedang)	15 sampai 150
SE (Tanah Lunak)	<15

3.4.4.2. Penentuan Wilayah

Dalam Tugas Akhir ini, wilayah modifikasi yang akan ditinjau adalah wilayah Jogjakarta. Pada Gambar 3.1 dapat dilihat letak Kota Yogyakarta yang selanjutnya akan didapat nilai parameter percepatan respon spectral MCE_R terpetakan untuk perioda pendek $T = 0.2$ detik (S_S) yang selanjutnya digunakan untuk menentukan koefisien situs perioda pendek (F_a) dengan melihat tabel 3.2

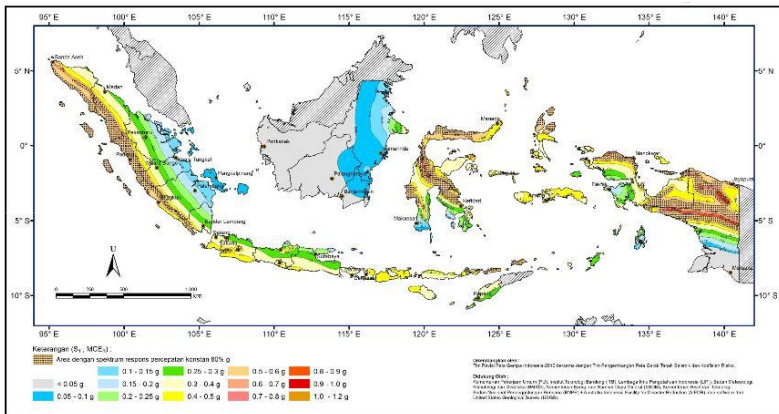


Gambar 3.1 Peta Percepatan Respon Spektral MCE_R Periode Pendek $T=0.2$ detik (S_S) di Batuan Dasar (S_B)

Tabel 3.2 Koefisien Situs , F_a

Kelas	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan				
Situs	pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S _S				
	S _S ≤ 0,25	S _S = 0,5	S _S = 0,75	S _S = 1,0	S _S ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Langkah selanjutnya adalah dengan menentukan nilai parameter percepatan respons spectral MCE_R terpetakan untuk perioda pendek $T = 1$ detik (S_1) pada gambar 3.2 yang selanjutnya digunakan untuk menentukan koefisien situs perioda (F_v) dengan memperhatikan tabel 3.3



Gambar 3.2 Peta Percepatan Respon Spektral MCE_R Perioda Panjang $T=1$ detik (S_1) di Batuan Dasar (S_B)

Tabel 3.3 Koefisien Situs , F_v

Kelas	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan				
Situs	pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Tahap selanjutnya adalah melakukan perhitungan Parameter Spektrum Respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dengan rumus sebagai berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.3)$$

Keterangan :

F_a = Koefisien situs untuk periode pendek (0.2 detik)

F_v = Koefisien situs untuk periode panjang (1 detik)

S_{MS} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

S_{M1} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

Dan juga menghitung parameter percepatan spektral desain yang dihitung berdasarkan rumus:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.5)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektral pada perioda pendek, redaman 5%

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektral pada perioda 1 detik, redaman 5%

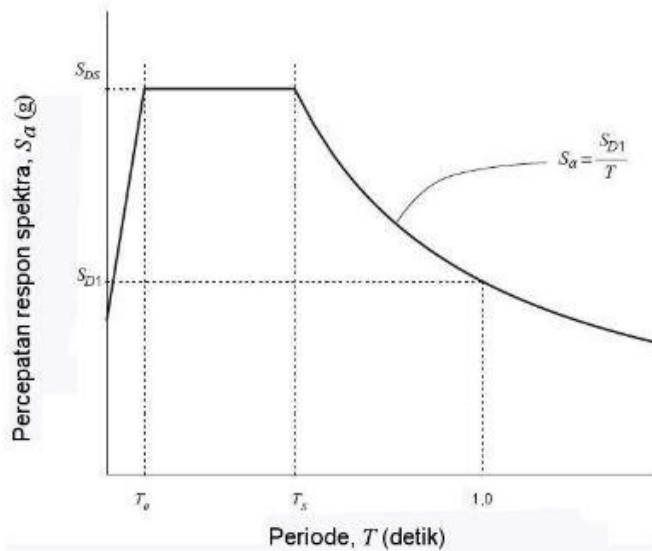
3.4.4.3. Spektrum Respon Desain

Untuk menggambarkan grafik respon spektrum terlebih dahulu dilakukan perhitungan untuk menentukan nilai T_0 dan T_s .

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.6)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

Hasil dari nilai-nilai tersebut dapat disajikan dalam bentuk grafik respon spektrum seperti pada gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.3 Spektrum Respon Desain

3.4.4.4. Kategori Desain Seismik

Gedung PENS akan dimodifikasi menjadi gedung perkantoran dan menurut tabel 1 SNI 1726-2012, gedung perkantoran termasuk kategori resiko II. Sehingga, dapat dilihat pada tabel 3.4 untuk menentukan kategori resiko daerah yang ditinjau.

Tabel 3.4 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter
Respon Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

3.4.5. Kombinasi Pembebanan

Struktur gedung harus mampu memikul kombinasi pembebanan yang diatur di SNI 1726-2012 dengan ketentuan kombinasi pembebanan sebagai berikut:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr \text{ atau } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L$
6. $0.9D + 1.0W$
7. $0.9D + 1.0E$

3.5. Perencanaan Struktur Sekunder

3.5.1. Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan yang menghubungkan bangunan pada lantai dasar dengan bangunan pada tingkat atasnya. Dalam perencanaan gedung PENS ini, tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan konstruksi dari baja.

3.5.2. Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift diawali dengan *preliminary design* untuk menentukan ukuran penampang balok pemisah sangkar dengan

balok penumpu. Kemudian dilakukan kontroling dengan hasil analisa dari SAP 2000.

3.6. Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan secara struktur ruang 3 dimensi dengan menggunakan program bantu SAP 2000.

3.7. Perencanaan Struktur Primer

Perencanaan struktur primer dilakukan bersamaan dengan melakukan kontrol desain dari hasil pemodelan dan analisa struktur. Struktur primer meliputi struktur kolom dan balok serta adanya penambahan dinding geser plat baja yang merupakan bentuk sistem ganda.

3.7.1. Balok

Balok direncanakan menggunakan profil IWF dengan ketentuan penampang sebagai berikut :

Plat sayap : Plat badan

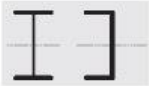

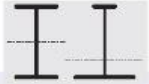


$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} : \lambda = \frac{h_w}{t_w} \quad (3.8)$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (Kompak)} : \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.9)$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (N-Kompak)} : \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.10)$$

Untuk melakukan perencanaan digunakan tabel pemilihan untuk penggunaan Bab Pasal F

Tabel 3.5 Pemilihan untuk Penggunaan Bab Pasal F SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural

Pasal dalam Bab F	Penampang Melintang	Kelangsingan Sayap	Kelangsingan Badan	Keadaan Batas
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB

a. Kuat Nominal Lentur Penampang

Sebuah balok yang memikul beban lentur muruni terfaktor M_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.11)$$

Keterangan :

M_u = Momen lentur terfaktor

ϕ = Faktor tahanan = 0,9 (DFBK)

M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

- **Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal**

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F(F2-F6) SNI 1729-2015.

- **Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral**

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L . Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729-2015

b. Kuat Geser

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu (V_n) harus memenuhi

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.12)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor tahanan = 0.90

V_n = Tahanan geser nominal plat badan

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah :

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.13)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

- Bila $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Maka, $C_v = 1.0$ (3.14)

- Bila $1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$
Maka,
$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.15)$$

- Bila $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$
Maka,
$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(\frac{h}{t_w})^2 f_y} \quad (3.16)$$

Koefisien tekuk geser plat badan, k_v untuk badan tanpa pengaku transversal ditentukan sebagai berikut :

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.17)$$

Maka nilai $k_v = 5.0$

Keterangan :

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

H = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = Ketebalan badan

3.7.2. Kolom

Kolom komposit CFT menerima kombinasi beban normal dan lentur

a. Kriteria untuk Kolom Komposit bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.18)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \sqrt{f_y / 3E} \quad (3.19)$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sebagai berikut :

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (3.20)$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.22)$$

$$\lambda_{\max} = 5.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.24)$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.25)$$

- Untuk penampang non kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.26)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0.7 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.27)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0.7 f'_c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.28)$$

Penampang persegi diisi beton,

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3.29)$$

c. Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r , dan kekuatan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_t \quad (3.30)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.31)$$

Keterangan :

- B_1 = Pengali untuk menghitung efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur
- B_2 = Pengali untuk menghitung efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur
- M_{lt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
- M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
- M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK
- P_{lt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
- P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
- P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- **Pengali B_1 untuk Efek $P-\delta$**

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \quad (3.32)$$

Dengan,

$$\alpha = 1.00 \text{ (DFBK)}$$

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan sebagai berikut :

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.33)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung dari bagian komponen

P_{e1} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (3.34)$$

Dengan,

EI^* = Kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($=0.8\tau_c EI$ bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τ_c adalah seperti ditetapkan pada Bab C SNI 1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama)

E = Modulus elastisitas baja 200000 MPa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

K_1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung-ujung komponen struktur

- Pengali B_2 untuk efek $P-\Delta$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_story}}} \quad (3.35)$$

Dengan,

α = 1.00 (DFBK)

P_{story} = Beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral

P_{e_story} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk *sideway* atau sebagai berikut :

$$P_{e_story} = RM \frac{HL}{\Delta_H} \quad (3.36)$$

Dengan,

$$R_M = 1 - 0.15 \left(P_{mf} / P_{story} \right)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung Δ_H , N

d. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.37)$$

Keterangan :

M_u = Momen lentur terfaktor

ϕ = Faktor tahanan = 0.9

M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (3.38)$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.39)$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.40)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.41)$$

- Untuk penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \quad (3.42)$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.43)$$

Dimana,

S_e = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif, b_e , dari sayap yang diambil sebesar :

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.44)$$

e. Persamaan Interaksi Aksial Momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit dapat ditentukan berdasarkan

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.45)$$

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.46)$$

Keterangan :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$M_c = \phi_c M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

ϕ_c = Faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

ϕ_b = Faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

3.7.3. Dinding Geser Plat Baja (SPSW)

Kontrol dinding geser plat baja yang dipasang dengan ketebalan tertentu

a. Syarat Panel

$$0.8 < \frac{L}{h} < 2.5 \quad (3.47)$$

b. Kontrol sudut kemiringan Tarik plat $30^\circ < \alpha < 55^\circ$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2A_c}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (3.48)$$

Keterangan :

- t = Ketebalan plat
 A_c = Luas penampang kolom
 I_c = Momen inersia kolom
 h_s = Tinggi tiap lantai
 A_b = Luas penampang balok

Momen inersia kolom harus memenuhi persamaan berikut :

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad (3.49)$$

c. Kekuatan Geser Nominal Plat

$$V_n = 0.42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (3.50)$$

Dimana :

- t_w = Ketebalan plat, mm
 L_{cf} = Jarak bersih antar kolom, mm

3.8. Perencanaan Sambungan

Melakukan perencanaan sambungan dengan memperhatikan jenis alat sambung yang digunakan dan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul nantinya tidak menimbulkan pengaruh-pengaruh yang buruk bagi bagian struktur yang lain.

3.8.1. Baut

a. Kekuatan Baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_n harus memenuhi

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.51)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor tahanan

R_n = Tahanan nominal baut

a) Baut dalam geser

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u A_b \quad (3.52)$$

b) Baut yang memikul gaya Tarik

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0.75 f_u^b A_b \quad (3.53)$$

c) Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n A_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m \quad (3.54)$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n} \quad (3.55)$$

$$f_1 \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2 \quad (3.56)$$

d) Tahanan tumpu

$$R_d = \phi_f R_n = 2.4 \phi_f d_b t_p f_u \quad (3.57)$$

Keterangan :

r_1 = 0.5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

r_l	= 0.4 untuk baut dengan ulir pada bidang geser
ϕ_f	= Faktor tahanan untuk fraktur
f_u^b	= Kuat tarik baut
A_b	= Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir
n	= Jumlah baut
m	= Jumlah bidang geser
d_b	= Diameter baut nominal pada daerah tak berulir
t_p	= Tebal plat
f_u	= Kuat tarik terendah baut atau plat

b. Tata Letak Baut

- Spasi minimum
Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran-ukuran atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal, d , dari sarana penyambung tersebut; jarak minimum yang umum digunakan adalah $3d$.
- Spasi minimum dan jarak tepi
Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal plat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150mm. Spasi longitudinal sarana penyambung antara elemen-elemen yang terdiri dari suatu play dan suatu profil atau dua plat pada kontak menerus harus sebagai berikut:
 - Untuk komponen struktur dicat atau komponen struktur tak dicat yang tidak menahan korosi, spasi tersebut tidak boleh melebihi 24 kali ketebalan bagian tertipis atau 305 mm
 - Untuk komponen struktur tak dicat dari baja yang berhubungan dengan cuaca yang menahan korosi atmosferic, spasi tidak boleh melebihi 14 kali ketebalan dari bagian tertipis atau 180mm.

3.8.2. Las

3.8.8. Las Tumpul

Area efektif las tumpul harus diperhitungkan sebagai panjang las kali throat efektif. *Throat* efektif dari las tumpul penetrasi-joint-lengkap (PJL) harus mempunyai ketebalan sesuai dengan bagian yang tertipis di join. *Throat* efektif dari las tumpul penetrasi-joint-sebagian (PJS) harus seperti yang tertera pada tabel berikut :

Tabel 3.6 *Throat* Efektif dari Las Tumpul Penetrasi Joint Sebagian

Proses Pengelasan	Posisi Pengelasan F	Tipe Las Tumpul	Throat Efektif
	(datar), H (horizontal),	(AWS D1.1/D1/1M)	
	V (vertikal), OH (overhead)		
Shielded Metal Arc (SMAW)	Semua	Las tumpul J atau U	Tinggi Las Tumpul
Gas Metal Arc (GMAW)		V 60°	
Flux Cored Arc (FCAW)			
Submerged Arc (SAW)	F	Las tumpul J atau U VMiring 60° atau V	
Gas Metal Arc (GMAW)	F, H	Miring 45°	Tinggi Las
Flux Cored Arc (FCAW)			Tumpul
Shielded Metal Arc (SMAW)	Semua	Miring 45°	Tinggi Las
Gas Metal Arc (GMAW)	V, OH		Tumpul dikurangi
Flux Cored Arc (FCAW)			1/8 in (3mm)

3.8.9. Las Sudut

Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang t_w1 , t_w2 , dari sisi yang terletak sepanjang kaki segitiga yang terbentuk dalam penampang melintang las.

Tabel 3.7 Ukuran Minimum Las Sudut

Ketebalan Material dari Bagian Paling Tipis yang Tersambung, in (mm)	Ukuran Minimum Las Sudut ^[a] , in. (mm)
Sampai dengan 1/4 (6)	1/8 (3)
Lebih besar dari 1/4 (6) sampai dengan 1/2 (13)	3/16 (5)
Lebih besar dari 1/2 (13) sampai dengan 3/4 (19)	1/4 (6)
Lebih besar dari 3/4	5/16 (8)
^[a] Dimensi kaki las sudut. Las pas tunggal harus digunakan	
Catatan: Lihat pasal J2.2b untuk ukuran maksimum las sudut	

- Ukuran maksimum las sudut sepanjang tepi
Ukuran maksimum las sudut dari bagian-bagian yang disambung harus :
 - Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6mm, tidak lebih besar dari ketebalan material.
 - Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm atau lebih; tidak lebih besar dari ketebalan material dikurangi 2 mm, kecuali las yang secara khusus diperlihatkan pada gambar pelaksanaan untuk memperoleh ketebalan *throat* penuh. Untuk kondisi las yang sudah jadi, jarak antara tepi logam dasar dan ujung kaki las boleh kurang dari 2 mm bila ukuran las secara jelas dapat diverifikasi.
- Panjang minimum las sudut
Panjang minimum dari las sudut yang dirancang berdasarkan kekuatan tidak boleh kurang dari empat kali ukuran las nominal, atau ukuran lain dari las harus diperhitungkan ¼ dari panjangnya.
- Kuat Las Sudut
Las sudut yang memikul gaya terfaktor per satuan panjang las, R_u , harus memenuhi :

$$R_u \leq \phi R_w \quad (3.58)$$

Dengan,

$$(3.59)$$

$$R_n = f_n B_M A_{BM} \quad (3.59)$$

$$R_n = f_{nw} A_{we} \quad (3.60)$$

Keterangan :

f_{nBM} = Tegangan nominal dari logam dasar , MPa

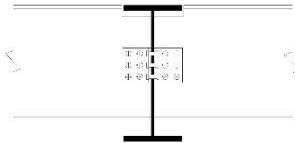
f_{nw} = Tegangan nominal dari logam las, MPa

A_{BM} = Luas penampang logam dasar, mm²

A_{we} = Luas efektif las, mm²

3.8.3. Sambungan Balok Anak ke Balok Induk

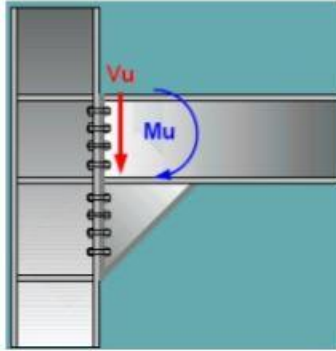
Sambungan balok anak ke balok induk dibuat secara *simple connection* dengan menggunakan sambungan baut.



Gambar 3.4. Sambungan *Simple Connection* Balok Anak
ke Balok Induk

3.8.4. Sambungan Balok dengan Kolom

Sambungan Balok dengan Kolom menggunakan sambungan *Rigid Connection* dengan menggunakan sambungan baut.



Gambar 3.5. Sambungan *Rigid Connection* Balok Induk ke Kolom

3.9. *Base Plate*

Perhitungan *Base Plate*

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} > \frac{H}{6} \quad (3.61)$$

$$h' > w_e + c_1 \quad (3.62)$$

Dimana :

w_e = Jarak baut ke tepi, mm

c_1 = Jarak minimum untuk kunci, mm

$$H \geq d + 2h' \quad (3.63)$$

$$h = H - w_e \quad (3.64)$$

$$b = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (3.65)$$

Dimensi :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3.66)$$

$$f'_{cu} = 0.85x f'_c x \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3.67)$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{P_u(2h - H) + 2M_u}{\phi_c \cdot f'_{cu} \cdot B}} \quad (3.68)$$

$$T_u = (\phi_c \cdot f'_{cu} \cdot B \cdot a) - P_u \quad (3.69)$$

Perhitungan Baut Angkur

$$\phi R_n = 0.75 f_u^b (0.5 A_b) \quad (3.70)$$

$$\phi R_n \geq \frac{T_u}{n} \quad (3.71)$$

3.10. Perencanaan Bangunan Bawah

3.10.1. Poer

3.10.1.1. Perencanaan Dimensi Poer

Ketebalan minimum poer dibatasi dalam SNI 2847-2013 pasal 15.7. Perencanaan tebal poer, khususnya untuk poer dengan bentuk persegi panjang harus dikontrol dengan kerja poer sebagai balok lebar atau dua arah. Berikut ini adalah rumus untuk mengontrol tebal poer atau plat fondasi.

- **Kerja Balok Lebar**

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.72)$$

atau

$$V_u \leq \phi \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b_w x d \right) \quad (3.73)$$

- **Kerja Balok Lebar**

$V_u \leq$ minimum dari :

$$\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) x \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b_o x d\right) \quad (3.74)$$

$$\left(\frac{a_s x d}{b_o} + 2\right) x \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{12} x b_o x d\right) \quad (3.75)$$

$$\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b_w x d\right) \quad (3.76)$$

Dimana :

β_c = Rasio antara sisi panjang dan sisi pendek dari kolom atau dinding

b_o = Keliling pada permukaan kritis

α_s = 40 untuk kolom dalam

30 untuk kolom tepi

20 untuk kolom sudut

Penulangan Poer

Momen poer yang ditentukan berdasarkan pada pasal 15.4, SNI 2837-2013 akan digunakan pada perhitungan penulangan poer yang disesuaikan dengan pasal 10, SNI 2847-2013. Rumus-rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.77)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2} \quad (3.78)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} \quad (3.79)$$

$$\rho_{bal} = \left(\frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \right) + \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.80)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_{bal} \quad (3.81)$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (3.82)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (3.83)$$

Persyaratan rasio tulangan ρ :

- a. Jika $\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}
- b. Jika $\rho_{perlu} > \rho_{max}$, maka :
 - Memperbesar penampang
 - Memperbesar mutu baja tulangan , f_y
 - Memperbesar kuat tekan karakteristik beton. f'_c

Luas tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$A_s = \rho_{pakai} \times b \times d \quad (3.84)$$

Dimana :

- M_n = Kekuatan momen nominal penampang (Nmm)
 ρ_{bal} = Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang
 m = Perbandingan tegangan antara baja dan beton
 R_n = Tegangan penampang (N/mm²)
 A_s = Luas tulangan tarik non prategang (mm²)

3.10.1.2. Kontrol terhadap Geser Ponds

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser yang terjadi, dimana V_c diambil dari persamaan-persamaan berikut:

1. Geser satu arah pada poer

- Tentukan beban poer $q_r = \frac{p}{\text{Luas Poer}}$

- Menentukan luasan *tributary* akibat geser satu arah
- Kontrol d (tebal poer) berdasarkan gaya geser satu arah

- $\sigma_u = \frac{\sum P}{A}$

- $V_u = \sigma_u \times (\text{Luas Total Poer} - \text{Luas Ponds})$

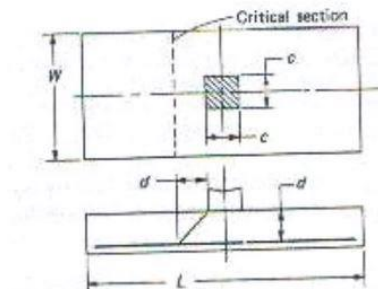
- Kontrol perlu kebutuhan tulangan geser :

$\phi V_c > V_u$ (Tidak perlu tulangan geser)

$\phi V_c < V_u$ (Perlu tulangan geser)

Jika $\phi V_c < V_u$ (Perlu tulangan geser), maka dimensi poer dibesarkan.

Gambar bidang kritis akibat geser satu arah ditunjukkan pada gambar 3.6.



Gambar 3.6. Bidang Kritis Akibat Geser Satu Arah

2. Geser dua arah pada poer
 - Kontrol kemampuan beton :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_o \times d \quad (3.85)$$

Dimana :

β_2 = Rasio antara sisi panjang dan sisi pendek dari kolom atau dinding

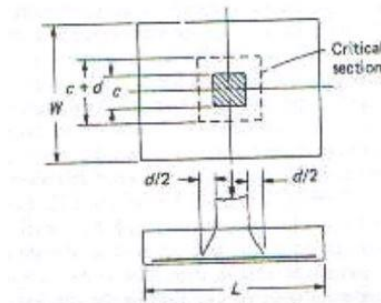
b_o = Keliling dari penampang kritis

$$b_o = 4(0.5d + b_{kolom} + 0.5d) \quad (3.86)$$

$$V_c = \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{12} \quad (3.87)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.88)$$

Gambar bidang kritis akibat geser satu arah ditunjukkan pada gambar 3.7.



Gambar 3.7. Bidang Kritis Akibat Geser Dua Arah

3.10.2. Tiang Pancang

3.10.2.1. Gaya yang Bekerja pada Sebuah Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus yang digunakan untuk menghitung gaya yang bekerja pada sebuah tiang pancang akibat beban vertikal dan momen :

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot d_{xi}}{\sum_{i=1}^n d_{xi}^2} \pm \frac{M_x \cdot d_{yi}}{\sum_{i=1}^n d_{yi}^2} \quad (3.89)$$

Dimana :

$\sum V$ = Jumlah beban vertikal (N)

n = Jumlah tiang

M_x dan M_y = Momen-momen yang bekerja pada perletakan (Nmm)

d_{xi} dan d_{yi} = Jarak-jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang, nilai +/- menunjukkan posisi tiang tertekan atau tertarik akibat adanya momen (Nmm)

3.10.2.2. Daya Dukung Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus umum daya dukung tiang pancang tunggal :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad (3.90)$$

Dimana :

Q_{ult} = Kapasitas ultimit tiang pancang (N)

Q_e = Kapasitas ujung tiang pancang (N)

Q_f = Kapasitas gesekan tiang pancang (N)

W = Berat tiang pancang (N)

Untuk perhitungan daya dukung tiang berdasarkan penyajian data tanah SPT dapat dihitung dengan cara berikut:

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.91)$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada fondasi

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$$Q_P = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \quad (3.92)$$

Dimana :

A_P = Luas penampang ujung tiang

N_P = Harga rata-rata SPT 4D diatas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang

K = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117.7 kPa, untuk tanah lempung

20 t/m² = 196 kPa, untuk lanau berlempung

25 t/m² = 245 kPa, untuk lanau berpasir

40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir

Q_P = Tegangan di ujung tiang

$$Q_S = q_s \cdot A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.93)$$

Dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral pada sisi tiang

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam $3 \leq N \leq 50$

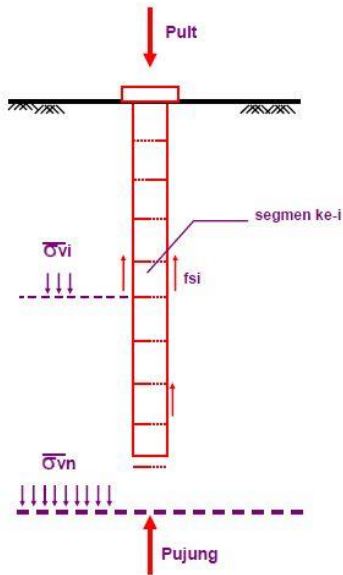
A_S = Luas selimut tiang yang terbenam (keliling x panjang terbenam)

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N'. N' dihitung dengan rumus berikut ini :

Dimana :

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \quad (3.94)$$

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah



Gambar 3.8. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

3.10.2.3. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

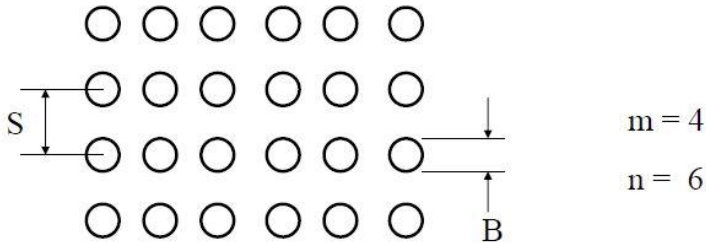
Efisiensi kelompok tiang ditentukan dengan menggunakan persamaan konversi Labarre

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \quad (3.95)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{D}{s}\right) \quad (3.96)$$

E_k = Efisiensi kelompok tiang pancang
 n = Jumlah tiang dalam kolom

- m = Jumlah tiang dalam baris
 s = Jarak titik pusat tiang pancang ke titik berat poer (mm)
 D = Diameter tiang pancang (mm)



Gambar 3.9. Koordinasi Tiang Pancang Converse Labarre

Sehingga daya dukung 1 tiang dalam kelompok adalah :

$$Q_{ult} = E_k \times Q_{ult \text{ tiang}} \quad (3.97)$$

Dimana :

$$Q_{ult} \geq P_{\max \text{ tiang}} \quad (3.98)$$

$$Q_{ult} \geq P_{\min \text{ tiang}} \quad (3.99)$$

3.10.2.4. Daya Dukung Bahan Tiang Pancang

Daya dukung bahan tiang pancang diperhitungkan berdasarkan data tiang pancang dari perusahaan penyedia tiang pancang yang kemudian dibandingkan dengan daya dukung tanah dan beban yang diterima tiang pancang.

3.11. Penggambaran

Hasil dari perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar teknik dengan bantuan program bantu AutoCAD. (Gambar modifikasi gedung terdapat di lampiran)

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB IV

HASIL ANALISA DAN PERENCANAAN

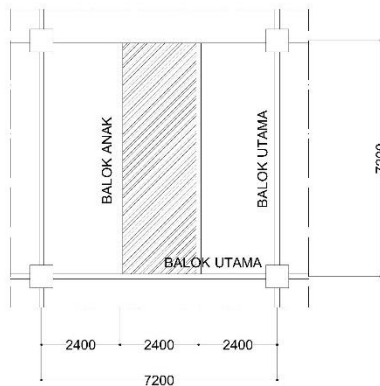
4.1. Perencanaan Struktur Sekunder

4.1.1. Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai dalam pengerjaan Tugas Akhir ini menggunakan bondek dengan bantuan tabel perencanaan praktis dari “SUPER FLOOR DECK”. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan.
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya.
- Menggunakan baja tulangan mutu U-48.
- Menggunakan beton dengan mutu 250 kg/cm^2 (K-250).
- Bondek menggunakan tebal 0.75 mm

4.1.1.1. Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati :

- Berat Aspal (2cm) $= 2 \times 14 = 28 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafon + penggantung $= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat *Ducting* dan *Plumbing* $\underline{\hspace{1cm}} = 10 \text{ kg/m}^2$
- $q_D = 56 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup :

- Lantai Atap $q_L = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 56 + 100 = 156 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

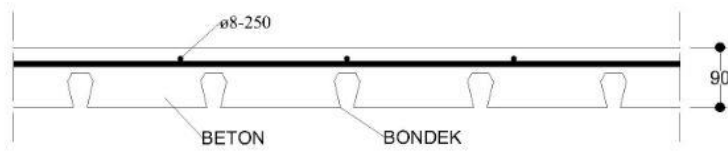
Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang $= 2.5 \text{ m}$
- Beban Berguna $= 200 \text{ kg/m}^2$
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negative $1.71 \text{ cm}^2/\text{m}$

Digunakan tulangan $\emptyset 8$ ($A_s = 0.25 \times \pi \times 0.8^2 = 0.502 \text{ cm}^2$)

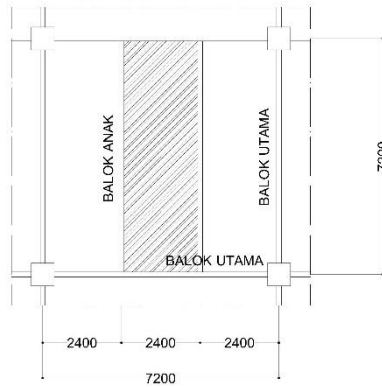
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1.71}{0.502} = 3.4 \approx 4 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif $\emptyset 8$ -250



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Lantai Atap

4.1.1.2. Pelat Lantai Kantor



Gambar 4.3 Pelat Lantai Gedung PENS

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan perkantoran gedung PENS ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati

- Berat Spesi (2 cm) $= 0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- Berat Keramik $= 0.01 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$

- Berat plafon + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat *ducting* dan *plumbing* $\frac{\quad}{q_D} = 10 \text{ kg/m}^2$
- $q_D = 96 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup :

- Lantai Perkantoran $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

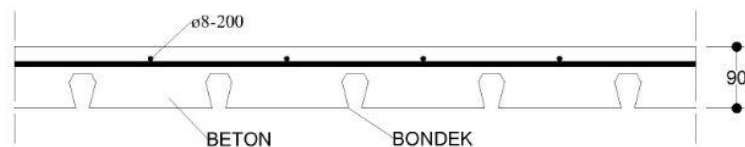
Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang = 2.5 m
- Beban Berguna = 400 kg/m^2
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif $2.48 \text{ cm}^2/\text{m}$

Digunakan tulangan $\phi 8$ ($A_s = 0.502 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{2.48}{0.502} = 4.94 \approx 5 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$



Gambar 4.4 Penulangan Pelat Lantai Gedung PENS

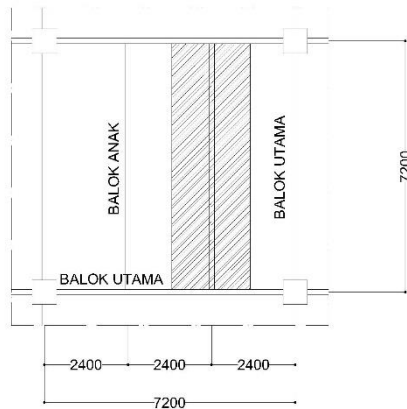
4.1.2. Perencanaan Balok Anak

Balok anak yang akan direncanakan adalah balok anak lantai atap dan balok anak lantai perkantoran gedung PENS. Fungsi dari balok anak adalah meneruskan dan membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk, sehingga balok anak didesain sebagai struktur sekunder yang tidak menerima beban lateral akibat gempa.

4.1.2.1. Balok Anak Lantai Atap

Menggunakan profil 350 x 175 x 6 x 9

$W = 41.4 \text{ kg/m}$	$r = 14 \text{ mm}$	$h_w = 346 - 2(9 + 14)$
$A = 52.68 \text{ cm}^2$	$Z_x = 689 \text{ cm}^3$	$= 300 \text{ mm}$
$t_w = 6 \text{ mm}$	$i_y = 3.88 \text{ cm}$	$b_f = 174 \text{ mm}$
$t_f = 9 \text{ mm}$	$I_x = 11100 \text{ cm}^4$	$A_w = (346 - 2(9)) \times 6$
$d = 346 \text{ mm}$	$I_y = 792 \text{ cm}^4$	$= 1968 \text{ mm}^2$



Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai Atap

- a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

Beban Mati

Berat Pelat Bondek		$= 10.1 \text{ kg/m}^2$
Berat Aspal (2 x 14)	$= 2 \times 14$	$= 28 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Beton } (0.09 \times 2400) &= 0.09 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Plafon + Penggantung} &= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Ducting dan Plumbing} &= 10 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 282.1 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Berat Perhitungan Pelat Lantai

$$= 282.1 \text{ kg/m}^2 \times 2.4 \text{ m} = 677.04 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Profil} = 41.4 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 718.44 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (SNI 1727-2013)

$$q_L = 2.4 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 240 \text{ kg/m}$$

Beban Berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1.2 D + 1.6 L \\
 &= (1.2 \times 718.44) + (1.6 \times 240) \\
 &= 1246.13 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L_{\text{balok anak}}^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1246.13 \times 7.2^2 = 8074.90 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser yang Terjadi

$$\begin{aligned}
 V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L_{\text{balok anak}} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1246.13 \times 7.2 = 4486.06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Lentur

• Kontrol Penampang terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{174}{2(9)} = 9.67$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 689 = 1722500 \text{ kg cm} \\ &= 17225 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} M_u & \leq & \phi M_n \\ 8074.90 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 17225 \text{ kg m} \\ 8074.90 \text{ kg m} & \leq & 15502.5 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{array}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral
 $L_b = 40 \text{ cm}$ (Direncanakan jarak pengaku lateral balok anak sepanjang 40 cm)

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \times 3.88 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 193.148 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b \leq L_p \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Perhitungan Momen Nominal

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_P &= f_y \cdot Z_x \\
 &= 2500 \times 689 = 1722500 \text{ kg cm} \\
 &= 17225 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 M_U &\leq \phi M_n \\
 8074.90 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 17225 \text{ kg m} \\
 8074.90 \text{ kg m} &\leq 15502.5 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$50 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 19.68 \times 1 \\
 &= 29520 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 V_U &\leq \phi V_n \\
 4486.06 \text{ kg} &\leq 0.9 \times 29520 \text{ kg} \\
 4486.06 \text{ kg} &\leq 26568 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol Lendutan

$$L = 720 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(9.58)720^4}{2000000 \times 111100}$$

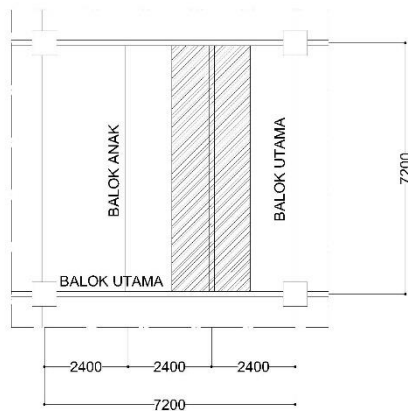
$$f = 1.51071 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \longrightarrow 1.51071 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

4.1.2.2. Balok Anak Lantai Perkantoran

Menggunakan profil 350 x 175 x 7 x 11

$W = 49.6 \text{ kg/m}$	$r = 14 \text{ mm}$	$h_w = 350 - 2(11 + 14)$
$A = 63.14 \text{ cm}^2$	$Z_x = 841 \text{ cm}^3$	$= 300 \text{ mm}$
$t_w = 7 \text{ mm}$	$i_y = 3.95 \text{ cm}$	$b_f = 175 \text{ mm}$
$t_f = 11 \text{ mm}$	$I_x = 13600 \text{ cm}^4$	$A_w = (350 - 2(11)) \times 7$
$d = 350 \text{ mm}$	$I_y = 984 \text{ cm}^4$	$= 2296 \text{ mm}^2$



Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai Perkantoran

- a. Pembebanan pada balok anak lantai perkantoran

Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Pelat Bondek} &= 10.1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Spesi (2 cm)} &= 0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Beton (0.09 x 2400)} &= 0.09 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Plafon + Penggantung} &= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Ducting dan Plumbing} &= 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat Tegel} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 322.1 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Berat Perhitungan Pelat Lantai

$$= 322.1 \text{ kg/m}^2 \times 2.4 \text{ m} = 773.04 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Profil} &= 49.6 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 822.64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup (SNI 1727-2013)

$$q_L = 2.4 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 600 \text{ kg/m}$$

Beban Berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1.2 D + 1.6 L \\
 &= (1.2 \times 822.64) + (1.6 \times 600) \\
 &= 1947.17 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- b. Gaya dalam pada balok anak lantai perkantoran

Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L_{\text{balok anak}}^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1947.17 \times 7.2^2 = 12617.64 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser yang Terjadi

$$\begin{aligned}
 V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L_{\text{balok anak}} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1947.17 \times 7.2 = 7009.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Lentur

- Kontrol Penampang terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{175}{2(11)} = 7.95$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{7} = 42.86$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 841 = 2102500 \text{ kg cm} \\ &= 21025 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} M_U & \leq & \phi M_n \\ 12617.64 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 21025 \text{ kg m} \\ 12617.64 \text{ kg m} & \leq & 18922.5 \text{ kg m} \end{array} \quad \text{(OK)}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 40 \text{ cm (Direncanakan jarak pengaku lateral balok anak sepanjang 40 cm)}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1.76 \times 3.95 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 196.63 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$L_b \leq L_p \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Perhitungan Momen Nominal

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x \\
 &= 2500 \times 841 = 2102500 \text{ kg cm} \\
 &= 21025 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 M_U &\leq \phi M_n \\
 12617.6 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 21025 \text{ kg m} \\
 12617.6 \text{ kg m} &\leq 18922.5 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{7} = 42.86$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$42.86 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 22.96 \times 1 \\
 &= 34440 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll}
 V_U & \leq & \phi V_n \\
 7009.8 \text{ kg} & \leq & 0.9 \times 34440 \text{ kg} \\
 7009.8 \text{ kg} & \leq & 30996 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)}
 \end{array}$$

e. Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 720 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(14.23)720^4}{2000000 \times 13600}$$

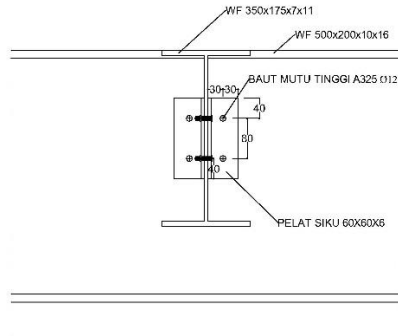
$$f = 1.83 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \longrightarrow 1.83 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \textbf{(OK)}$$

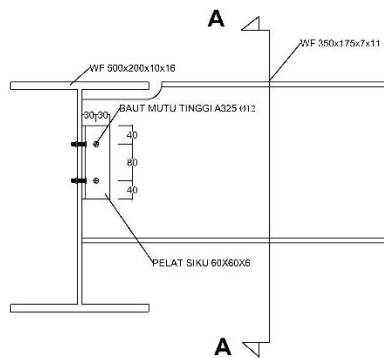
4.1.2.3. Perencanaan Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok induk dengan balok anak merupakan sambungan *simple connection*. Sambungan itu didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

Dari perhitungan balok anak lantai perkantoran didapatkan data besar $V_U = 7009.8 \text{ kg}$. Sambungan balok induk dengan balok anak ini direncanakan menggunakan profil siku 60 x 60 x 6



Gambar 4.7 Sambungan Balok Induk dengan Siku



Gambar 4.8 Sambungan Balok Anak dengan Siku

- Sambungan siku dengan balok anak
 Direncanakan :
 \varnothing baut = 12 mm ($A_b = 0.25\pi d^2 = 1.13 \text{ cm}^2$)
 Mutu Baut = A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 r_1 = 0.5 (ulir tidak pada bidang geser)

Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times r_l \times f_u \times m \times A_b \\
 &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.13 \\
 &= 6991.875 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.6 \times 4100 \\
 &= 5313.6 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{7009.8}{5313.6} = 1.31, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan Balok Induk dengan Siku

Direncanakan :

$$\phi \text{ baut} = 12 \text{ mm } (A_b = 0.25\pi d^2 = 1.13 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu Baut} = A325 (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$r_l = 0.5 \text{ (ulir tidak pada bidang geser)}$$

Kuat Geser Baut

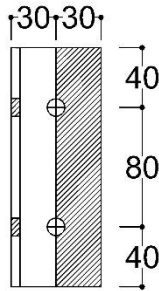
$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times r_l \times f_u \times m \times A_b \\
 &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.13 \\
 &= 6991.875 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.6 \times 4100 \\
 &= 5313.6 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{7009.8}{5313.6} = 1.31, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Kontrol Siku Penyambung



Gambar 4.9 Detail Pelat Siku

Kontrol Leleh

$$A_g = 16 \times 0.6 = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi \cdot f_y \cdot A_g = 0.9 \times 2500 \times 9.6$$

$$= 21600 \text{ kg} > V_u = 7009.8 \text{ kg}$$

(OK)

Kontrol Patah

$$\phi_{\text{Lubang}} = 12 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (Lubang Dibuat dengan Bor)}$$

$$= 13.5 \text{ mm}$$

$$= 1.35 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_1$$

$$= (L - n \phi_{\text{Lubang}}) \cdot t_1$$

$$= (16 - 2 (1.35)) \cdot 0.6$$

$$= 7.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi \cdot f_u \cdot A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 7.98$$

$$= 14723.1 \text{ kg} > V_u = 7009.8 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

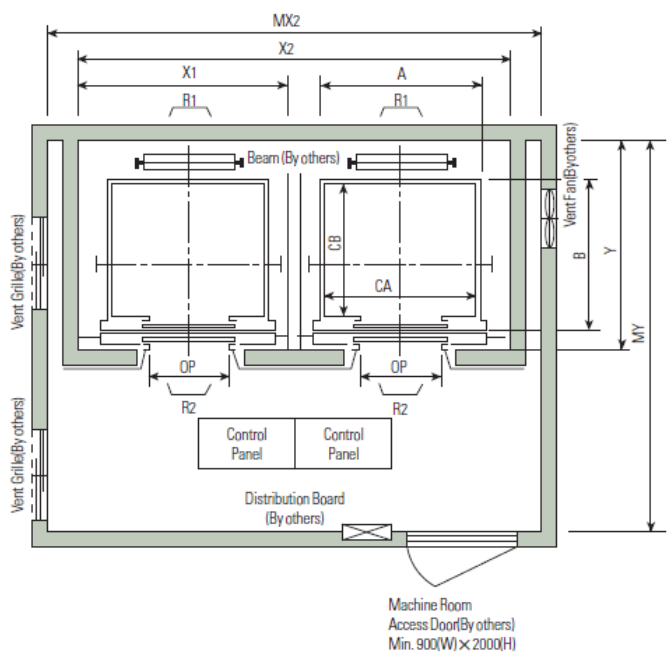
Kontrol Jarak Baut

Jarak ke tepi	$= 1.5 d_b \text{ s/d } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$
	$= 18 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$
Jarak antar baut	$= 3 d_b \text{ s/d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$
	$= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$

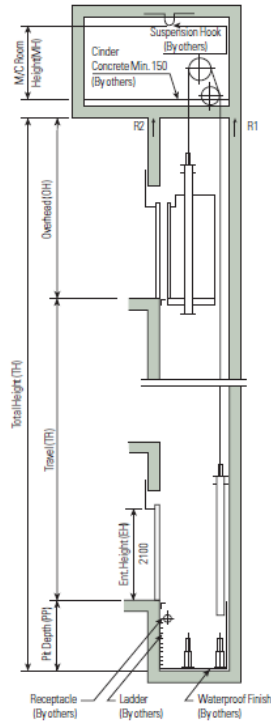
4.1.3. Perencanaan Balok *Lift*

Dalam perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yang terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Perencanaan *Lift* dalam tugas akhir ini menggunakan brosur *lift* dari “HYUNDAI ELEVATOR” dengan data-data sebagai berikut :

- Tiper Lift $= \textit{Passenger Elevator}$
- Merek $= \text{HYUNDAI}$
- Kapasitas $= 10 \text{ orang / } 700 \text{ kg}$
- Lebar pintu (*Opening Width*) $= 800 \text{ mm}$
- Dimensi ruang luncur
(*Hoistway Inside*) 2 car $= 3700 \times 1850 \text{ mm}^2$
- Dimensi sangkar (*Car Size*)
 - Internal $= 1400 \times 1250 \text{ mm}^2$
 - Eksternal $= 1460 \times 1405 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang mesin (2 Car) $= 4000 \times 3600 \text{ mm}^2$
- Beban reaksi ruang mesin
 - $R_1 = 4200 \text{ kg}$
 - $R_2 = 2700 \text{ kg}$



Gambar 4.10 Denah Lift



Gambar 4.11 Potongan Melintang *Lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 5.5 x 8 dengan data sebagai berikut :

$W = 32 \text{ kg/m}$	$r = 13 \text{ mm}$	$h_w = 298 - 2(8 + 13)$
$A = 40.8 \text{ cm}^2$	$Z_x = 455 \text{ cm}^3$	$= 256 \text{ mm}$
$t_w = 5.5 \text{ mm}$	$i_y = 3.29 \text{ cm}$	$b_f = 149 \text{ mm}$
$t_f = 8 \text{ mm}$	$I_x = 6320 \text{ cm}^4$	$A_w = (298 - 2(8)) \times 5.5$
$d = 298 \text{ mm}$	$I_y = 442 \text{ cm}^4$	$= 1551 \text{ mm}^2$
$S_x = 424 \text{ cm}^3$		

- a. Pembebanan pada balok penggantung *lift*

Beban Mati

Berat Profil balok penggantung <i>lift</i>	= 32	kg/m
Berat Sambungan, dll ($\pm 10\%$)	= 3.2	kg/m
qD	= 35.2	kg/m

Beban Merata Ultimate

$$qU = 1.4 \times qD$$

$$= 1.4 \times 35.2 = 49.28 \text{ kg/m}$$

Beban Terpusat *Lift*

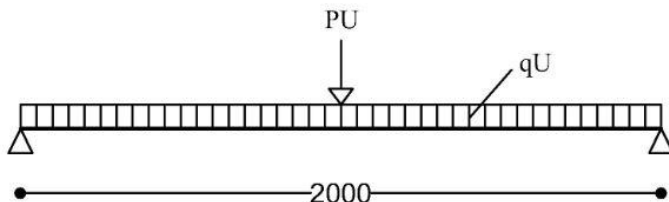
Pada pasal 7.4 Impact Load SNI 1727 (Peraturan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan atau spesifikasi teknik dari pembuat.

$$PU_1 = R_1 \times KLL = 4200 \times (1 + 100\%) = 8400 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \times KLL = 2700 \times (1 + 100\%) = 5400 \text{ kg}$$

$$PU = PU_1 = 8400 \text{ kg}$$

- b. Perhitungan Gaya Dalam yang Terjadi pada Balok Penggantung *Lift*



Gambar 4.12 Model Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned}
 RA = RB &= \left(\frac{1}{2} \times q_u \times L\right) + \left(\frac{1}{2} \times P_u\right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 49.28 \times 2\right) + \left(\frac{1}{2} \times 8400\right) \\
 &= 4249.28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Momen Maksimum

$$\begin{aligned}
 M_{MAX} &= \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P_u \times L\right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 49.28 \times 2^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 8400 \times 2\right) \\
 &= 4224.64 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser

$$VU = RA = 4249.28 \text{ kg}$$

- c. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Lentur
- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b_f}{2t_f} = \frac{149}{2(8)} = 9.3125 \\
 \lambda_p &= 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74
 \end{aligned}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{5.5} = 46.54$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 455 = 1137500 \text{ kg cm} \\ &= 11375 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 4224.64 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 11375 \text{ kg m} \\ 4224.64 \text{ kg m} &\leq 10237.5 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$L_b = 200 \text{ cm}$ (Jarak penahan lateral)

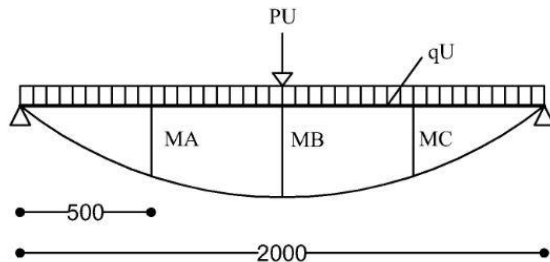
$L_p = 163.77 \text{ cm}$ (Dari Tabel)

$L_r = 458.415 \text{ cm}$ (Dari Tabel)

$L_p < L_b < L_r \longrightarrow$ Bentang Menengah

Karena Bentang Menengah maka :

$$M_n = c_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$



Gambar 4.13 Posisi MA, MB, MC

$$MA = MC$$

$$\begin{aligned}
 &= RA \times \left(\frac{L}{4}\right) - q_u \times \left(\frac{L}{4}\right) \times \left(\frac{L}{8}\right) \\
 &= 4249.28 \times \left(\frac{2}{4}\right) - 49.28 \times \left(\frac{2}{4}\right) \times \left(\frac{2}{8}\right) \\
 &= 2118.48 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$MB = M_{MAX}$$

$$= 4224.64 \text{ kgm}$$

$$Cb = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3MA + 4MB + 3MC} \leq 2.3$$

$$= \frac{12.5 (4224.64)}{2.5 (4224.64) + 3(2118.48) + 4(4224.64) + 3(2118.48)} \leq 2.3$$

$$= 1.31 \leq 2.3$$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 455 \times 2500 = 1137500 \text{ kgcm} = 11375 \text{ kg m}$$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7 f_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

$$M_n = 1.31 [11375 - (11375 - 0.7(25000000 \times 0.000424) \left(\frac{2 - 1.637}{4.58 - 1.637} \right))] \leq 11375$$

$$M_n = 14314.04 \text{ kgm} > M_p, \text{ maka dipakai } M_p$$

Cek Kemampuan Penampang

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$4224.64 \text{ kg m} \leq 0.9 \times 11375 \text{ kg m}$$

$$4224.64 \text{ kg m} \leq 10237.5 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)}$$

d. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{300}{7} = 42.86$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$42.86 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times 15.51 \times 1 \\ &= 23265 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} V_U &\leq \phi V_n \\ 4249.28 \text{ kg} &\leq 0.9 \times 23265 \text{ kg} \\ 4249.28 \text{ kg} &\leq 20938.5 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

e. Kontrol Lendutan

$$L = 200 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{200}{240} = 0.833 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} + \frac{PL^3}{48EI_x}$$

$$f = 0.11 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \longrightarrow 0.11 \text{ cm} \leq 0.833 \text{ cm} \quad \textbf{(OK)}$$

4.1.4. Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertical yang memiliki jarak satu sama lain. Pada gedung perkantoran PENS ini struktur tangga direncanakan dengan menggunakan konstruksi dari baja.

Data Teknis Tangga

- Mutu Baja = BJ 41
- Tinggi antar lantai = 420 cm
- Panjang bordes = 340 cm
- Tinggi bordes = 210 cm
- Lebar bordes = 100 cm
- Panjang tangga = 400 cm
- Lebar tangga = 160 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Lebar pegangan tangga = 20 cm

4.1.4.1. Perencanaan Tangga Lantai Perkantoran

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

Perhitungan Jumlah Injakan Tangga

$$\text{Tinggi injakan (t)} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{420/2}{17} = 12.35$$

$$= 13 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 13-1$$

$$= 12 \text{ buah}$$

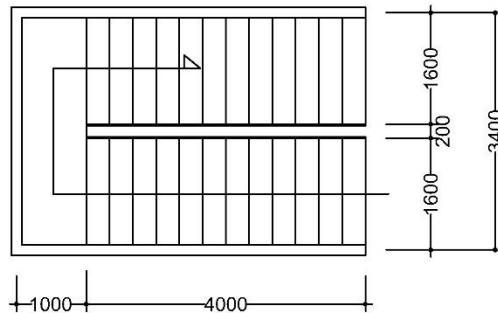
$$60 \text{ cm} \leq (2 (17) + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \textbf{(OK)}$$

$$\text{Lebar bordes} = 100 \text{ cm}$$

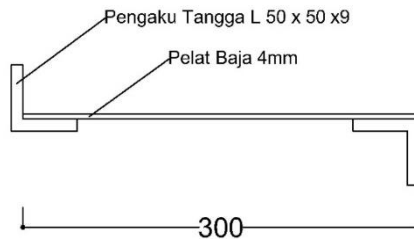
$$\text{Lebar tangga} = 160 \text{ cm}$$

$$a = \arctan \left(\frac{420}{400} \right) = 27.69^\circ$$



Gambar 4.14 Denah Tangga

4.1.4.2. Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4.15 Pelat Anak Tangga

a. Perencanaan Tebal Pelat Anak Tangga

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal Pelat Tangga} &= 4 \text{ mm} \\
 \text{Berat Jenis Baja} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\
 \text{Mutu Baja BJ 41} \longrightarrow f_y &= 2500 \text{ kg/m}^3 \\
 \text{Momen Inersia (I}_x) &= \frac{1}{12} \times 160 \times 0.4^3 \\
 &= 0.16 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

• Perencanaan Pembebanan Pelat Tangga

Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Pelat } 0.004 \times 1.6 \times 7850 &= 50.24 && \text{kg/m} \\
 \text{Alat Penyambung (10\%)} &= 5.024 && \text{kg/m} \\
 q_D &= 55.264 && \text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$q_L = 480 \times 1.6 = 768 \text{ kg/m}$$

• Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned}
 M_D &= 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 55.264 \times 0.3^2 = 0.62172 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 768 \times 0.3^2 = 8.64 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/4 P_L l = 1/4 \times 100 \times 0.3 = 7.5 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

• Kombinasi Pembebanan M_U

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1.2 M_D + 1.6 M_L \\
 &= 1.2 (0.62172) + 1.6 (8.64) \\
 &= 14.5701 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

• Kontrol Momen Lentur

$$\begin{aligned}
 Z_x &= 1/4 \times b \times h^2 \\
 &= 1/4 \times 160 \times 0.3^2 \\
 &= 6.4 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= Z_x \times f_y \\
 &= 6.4 \times 2500 = 16000 \text{ kg cm} = 160 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 M_U &\leq \phi M_n \\
 14.5701 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 160 \text{ kg m} \\
 14.5701 \text{ kg m} &\leq 144 \text{ kg m} && \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = L/360$$

$$= 30 / 360 = 0.083$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{qD+qL}{100}\right) l^4}{EI_x}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{55.264+768}{100}\right) 30^4}{2000000 \times 0.16} = 0.0508$$

$$f < f_{\text{ijin}} \longrightarrow 0.0508 < 0.083 \quad \textbf{(OK)}$$

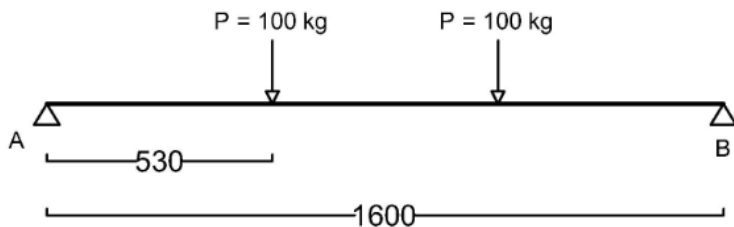
b. Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Pengaku anak tangga direncanakan menggunakan profil siku 50 x 50 x 9 dengan data sebagai berikut :

$$b = 50 \text{ mm} \quad I_x = 17.9 \text{ cm}^4 \quad i_x = 1.47 \text{ cm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm} \quad I_y = 17.9 \text{ cm}^4 \quad i_y = 1.47 \text{ cm}$$

$$W = 6.74 \text{ mm} \quad A = 8.24 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 5.2 \text{ cm}^3$$



Gambar 4.16 Pemodelan Pembebanan Pengaku Anak Tangga

- Perencanaan Pembebanan

Beban Mati (1/2 Lebar Injakan)

$$\text{Berat Pelat } 0.15 \times 0.004 \times 7850 = 4.71 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Baja Siku} &= \underline{6.74 \text{ kg/m}} \\ &= 11.45 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat Alat Penyambung } 10\% = 1.145 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 12.595 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (1/2 Lebar Injakan)

$$q_L = 480 \times 0.15 = 72 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 q_D l^2 \\ &= 1/8 \times 12.595 \times 1.6^2 = 4.0304 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 q_L l^2 \\ &= 1/8 \times 72 \times 1.6^2 = 23.04 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/4 P_L l \\ &= 1/4 \times 100 \times 1.6 = 53.33 \text{ kgm (Menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_U &= 1.2 (1/2 \times q_D \times 1.6) + 1.6 (1/2 \times P \times 2) \\ &= 1.2 (1/2 \times 12.595 \times 1.6) + 1.6 (1/2 \times 100 \times 2) \\ &= 172.0912 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perhitungan Kombinasi Pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1.2 M_D + 1.6 M_L \\ &= 1.2 (4.0304) + 1.6 (53.33) \\ &= 90.16 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Profil

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{50}{9} = 5.555$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ Penampang sayap kompak

Karena penampang kompak maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= (t_w \times d) \frac{1}{2} d + (t_w - (b - t_w)) \frac{1}{2} t_w \\ &= (0.9 \times 5) \frac{1}{2} (5) + (0.9 - (5 - 0.9)) \frac{1}{2} (0.9) \\ &= 12.9105 \text{ cm}^3 \\ M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 12.9105 \times 2500 \\ &= 32276.3 \text{ kg cm} = 322.763 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} M_U & \leq & \phi M_n \\ 90.16 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 322.763 \text{ kg m} \\ 90.16 \text{ kg m} & \leq & 290.486 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)} \end{array}$$

• Kontrol Kuat Geser

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b_f}{t_f} = \frac{50}{9} = 5.555 \\ 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} &= 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57 \\ \lambda &= \frac{b_f}{t_f} < 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} \end{aligned}$$

Maka $C_v = 1.00$, sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times (0.9 \times 0.5) \times 1 \\ &= 6750 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 V_U &\leq \phi V_n \\
 172.0912 \text{ kg} &\leq 0.9 \times 6750 \text{ kg} \\
 172.0912 \text{ kg} &\leq 6075 \text{ kg} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$L = 160 \text{ cm}$$

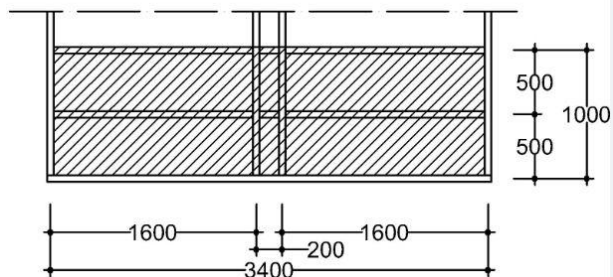
$$f_{\text{ijin}} = L / 240$$

$$= 160 / 240$$

$$= 0.667 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{qD+qL}{100}\right) l^4}{EI_x} + \frac{23 \times P \times l^3}{648 EI_x} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{12.595+72}{100}\right) 160^4}{2000000 \times 17.9} + \frac{23 \times 100 \times 160^3}{648 \times 2000000 \times 17.9} \\
 &= 0.6077 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$f < f_{\text{ijin}} \longrightarrow 0.6077 \text{ cm} < 0.667 \text{ cm} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}$$

4.1.4.3. Perencanaan Bordes

Gambar 4.17 Denah Bordes

a. Pelat Bordes

$$\text{Tebal Pelat Bordes} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Berat Jenis Baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Mutu Baja BJ 41} \longrightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^3$$

- Perencanaan Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati

$$\text{Berat Pelat } 0.005 \times 1.6 \times 7850 = 62.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = \underline{6.28 \text{ kg/m}}$$

$$q_D = 69.08 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$q_L = 480 \text{ kg/m}^2 \times 1.6 = 768 \text{ kg m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times l^2$$

$$= 1/8 \times 69.08 \times 0.5^2 = 2.158 \text{ kg m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$

$$= 1/8 \times 768 \times 0.5^2 = 24 \text{ kg m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$$

$$= 1.2 (2.158) + 1.6 (24) = 40.99 \text{ kg m}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = 1/4 \times b \times h^2$$

$$= 1/4 \times 160 \times 0.5^2$$

$$= 10 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 10 \times 2500$$

$$= 25000 \text{ kg cm} = 250 \text{ kg m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{rcl}
 M_U & \leq & \phi M_n \\
 40.99 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 250 \text{ kg m} \\
 40.99 \text{ kg m} & \leq & 225 \text{ kg m} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{array}$$

- Kontrol Lendutan

$$\begin{array}{l}
 L = 50 \text{ cm} \\
 f_{\text{ijin}} = L / 240 \\
 \quad = 50 / 240 = 0.21 \text{ cm} \\
 I_x = 1/12 \times b \times h^3 \\
 \quad = 1/12 \times 160 \times 0.5^3 \\
 \quad = 1.67 \text{ cm}^4 \\
 f = \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{qD+qL}{100}\right)l^4}{EI_x} \\
 \quad = \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{69.08+768}{100}\right)50^4}{2000000 \times 1.67} \\
 \quad = 0.20437 \text{ cm} < f_{\text{ijin}} = 0.21 \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{array}$$

b. Perencanaan Balok Bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 d = 100 \text{ mm} & t_f = 7 \text{ cm}^4 & r = 8 \text{ cm} \\
 t_w = 5 \text{ mm} & Z_x = 42 \text{ cm}^4 & i_x = 187 \text{ cm}^4 \\
 b = 50 \text{ mm} & W = 9.3 \text{ cm}^2 &
 \end{array}$$

- Perencanaan Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat Pelat } 0.005 \times 0.5 \times 7850 & = & 19.625 \quad \text{kg/m} \\
 \text{Berat Profil} & = & 9.3 \quad \text{kg/m} \\
 & \underline{\hspace{1cm}} & \\
 & = & 28.925 \quad \text{kg/m}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Berat Sambungan (10\%)} & = \frac{2.8925}{\text{kg/m}} \\ q_D & = 31.8175 \text{ kg/m} \end{array}$$

Beban Hidup

$$\begin{array}{ll} \text{Lantai Perkantoran} & = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (SNI 1727-2013)} \\ q_L & = 250 \times 0.5 \\ & = 125 \text{ kg/m} \end{array}$$

- Perhitungan Gaya Dalam

$$\begin{array}{lll} M_D & = 1/8 \times q_D \times L^2 \\ & = 1/8 \times 31.8175 \times 1.6^2 & = 10.181 \text{ kg m} \\ M_L & = 1/8 \times q_L \times L^2 \\ & = 1/8 \times 125 \times 1.6^2 & = 40 \text{ kg m} \\ V_D & = 1/2 \times q_D \times L \\ & = 1/2 \times 31.8175 \times 1.6 & = 25.454 \text{ kg} \\ V_L & = 1/2 \times q_L \times L \\ & = 1/2 \times 125 \times 1.6 & = 100 \text{ kg} \end{array}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{array}{lll} V_U & = 1.2 V_D + 1.6 V_L \\ & = 1.2 (25.454) + 1.6 (100) & = 190.5448 \text{ kg} \\ M_U & = 1.2 M_D + 1.6 M_L \\ & = 1.2 (10.181) + 1.6 (40) & = 76.21 \text{ kg m} \end{array}$$

- Kontrol Penampang

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2(7)} = 3.571$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 42 = 105000 \text{ kg cm} \\ &= 1050 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} M_U & \leq & \phi M_n \\ 76.21 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 1050 \text{ kg m} \\ 76.21 \text{ kg m} & \leq & 945 \text{ kg m} \end{array} \quad \text{(OK)}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$14 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 4.3 \times 1 \\
 &= 6450 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 V_U &\leq \phi V_n \\
 190.5448 \text{ kg} &\leq 0.9 \times 6450 \text{ kg} \\
 190.5448 \text{ kg} &\leq 5805 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

• Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 160 \text{ cm} \\
 f_{\text{ijin}} &= L / 240 \\
 &= 160 / 240 = 0.67 \text{ cm} \\
 f &= \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{qD+qL}{100}\right) l^4}{EI_x} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{31.8175+125}{100}\right) 160^4}{2000000 \times 187} \\
 &= 0.0357 \text{ cm} < f_{\text{ijin}} = 0.67 \text{ cm} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

4.1.4.4. Balok Utama Tangga

Balok utama tangga direncanakan dengan asumsi terletak di atas tumpuan sendi-rol dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok ini direncanakan dengan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4.5 x 7

$$\begin{aligned}
 W &= 18.2 \text{ kg/m} & r &= 11 \text{ mm} & h_w &= 198 - 2(7+11) \\
 A &= 23.18 \text{ cm}^2 & Z_x &= 170 \text{ cm}^3 & &= 162 \text{ mm} \\
 t_w &= 4.5 \text{ mm} & i_y &= 2.21 \text{ cm} & b_f &= 99 \text{ mm} \\
 t_f &= 7 \text{ mm} & I_x &= 1580 \text{ cm}^4 & A_w &= (198 - 2(7)) \times 4.5 \\
 d &= 198 \text{ mm} & I_y &= 114 \text{ cm}^4 & &= 828 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

Beban Mati (Anak Tangga)

$$\text{Berat Pelat } 0.004 \times 0.8 \times 7850 = 25.12 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat Profil Siku } 6.74 \times 2 = 13.48 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok } 18.2/\cos(27.69) = 20.55 \quad \text{kg/m}$$

$$= 59.155 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat Penyambung } 10\% = 5.915 \quad \text{kg/m}$$

$$q_{D1} = 65.071 \quad \text{kg/m}$$

Beban Hidup

$$q_{L1} = 480 \times 0.8/\cos 27.69 = 433.703 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1.2 q_{D1} + 1.6 q_{L1} \\ &= 1.2 (65.071) + 1.6 (433.703) \\ &= 772.01 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perencanaan Pembebanan Bordes

Beban Mati (Bordes)

$$\text{Berat Profil} = 18.2 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat Bordes } 0.005 \times 0.8 \times 7850 = 31.4 \quad \text{kg/m}$$

$$= 49.6 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat Penyambung } 10\% = 4.96 \quad \text{kg/m}$$

$$q_{D2} = 54.56 \text{ kg/m}$$

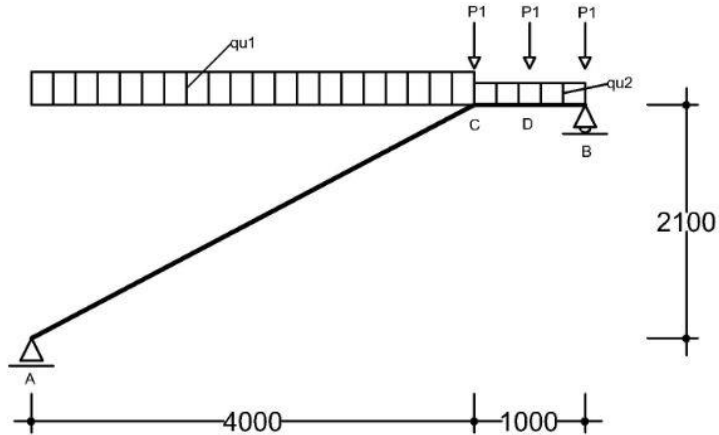
Beban Hidup

$$q_{L2} = 480 \times 0.8 = 384 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1.2 q_{D2} + 1.6 q_{L2} \\ &= 1.2 (54.56) + 1.6 (384) \\ &= 679.872 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban Terpusat Akibat Balok Bordes

$$\begin{aligned} P1 &= 9.3 \times 0.8 \\ &= 7.44 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4.18 Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan Pembebanan

$$\Sigma MA = 0$$

$$-Rb \times 5 + P1 \times 4 + P1 \times 4.5 + P1 \times 5 + qu1 \times 4 \times 2 + qu2 \times 1 \times 4.5 = 0$$

$$Rb = \frac{7.44 \times 4 + 7.44 \times 4.5 + 7.44 \times 5 + 722.01 \times 4 \times 2 + 679.872 \times 1 \times 4.5}{5}$$

$$RB = 1867.19 \text{ kg}$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$Ra \times 5 - P1 \times 1 - P1 \times 0.5 - P1 \times 0 + qu1 \times 4 \times 3 + qu2 \times 1 \times 0.5 = 0$$

$$Ra = \frac{7.44 \times 1 + 7.44 \times 0.5 + 7.44 \times 0 + 722.01 \times 4 \times 3 + 679.872 \times 1 \times 0.5}{5}$$

$$RA = 1923.045 \text{ kg}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}\Sigma V &= RA + RB - P1 \times 3 - q_{U1} \times 4 - q_{U2} \times 1 \\ &= 1923.045 + 1867.19 - 7.44 \times 3 - 772.01 \times 4 - 679.87 \times 1 \\ &= 0 \quad \textbf{(OK)}\end{aligned}$$

Bidang M

A – C :

$$\begin{aligned}M_x &= RA \times X - \frac{1}{2} q_{U1} X^2 \\ &= 1923.045X - \frac{1}{2} (772.018)X^2\end{aligned}$$

$$X = 0$$

$$MA = 0$$

$$X = 4$$

$$\begin{aligned}MC &= 1923.045 (4) - \frac{1}{2} \times 772.018 \times 4^2 \\ &= 1516.094\end{aligned}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 1923.045 - 772.018X = 0$$

$$X = 2.49 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{MAX} &= 1923.045 (2.49) - \frac{1}{2} (772.018)(2.49)^2 \\ &= 2395.11 \text{ kg m}\end{aligned}$$

B-D :

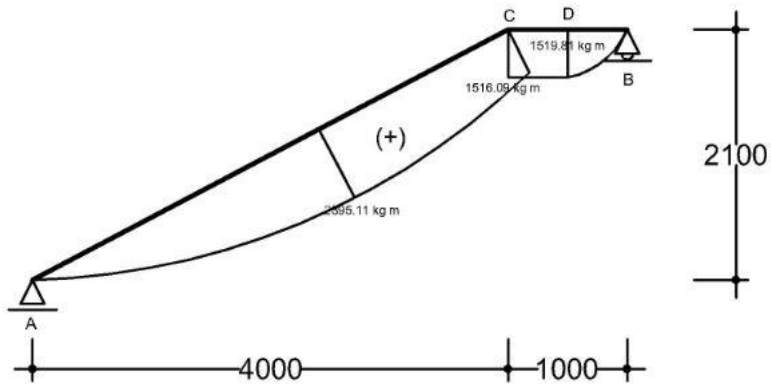
$$\begin{aligned}M_x &= RB \times X - \frac{1}{2} q_{U2} X^2 - P1 \times X \\ &= 1867.19X - \frac{1}{2} (679.872) X^2 - 7.44X\end{aligned}$$

$$X = 0$$

$$MB = 0$$

$$X = 1$$

$$\begin{aligned}MD &= 1867.19 (1) - \frac{1}{2} (679.872) 1^2 - 7.44 (1) \\ &= 1519.814 \text{ kg m}\end{aligned}$$



Gambar 4.19 Bidang Momen Balok Tangga

Bidang D

A-C :

$$\begin{aligned} D_x &= R_A \times \cos(27.6995) - q_{U1} \times X \times \cos(27.6995) \\ &= 1923.045 \times \cos(27.6995) - 772.018 \times X \times \cos(27.6995) \end{aligned}$$

$$X = 0$$

$$\begin{aligned} D_{A_{ka}} &= 1923.045 \times \cos(27.6995) - 772.018 \times 0 \times \cos(27.6995) \\ &= 1702.66 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$X = 3.3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{C_{ki}} &= 1923.045 \times \cos(27.6995) - 772.018 \times 3.3 \times \cos(27.6995) \\ &= -1031.48 \text{ kg} \end{aligned}$$

B-D :

$$\begin{aligned} D_X &= -R_B + q_{U2} \times X + P_1 \\ &= -1867.19 + 679.872 \times X + 7.44 \end{aligned}$$

$$X = 0$$

$$\begin{aligned} DB_{ki} &= -1867.19 + 679.872 \times 0 + 7.44 \\ &= -1859.75 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$X = 0.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} DD_{ka} &= -1867.19 + 679.872 \times 0.5 + 7.44 \\ &= -1519.81 \text{ kg} \end{aligned}$$

D - C :

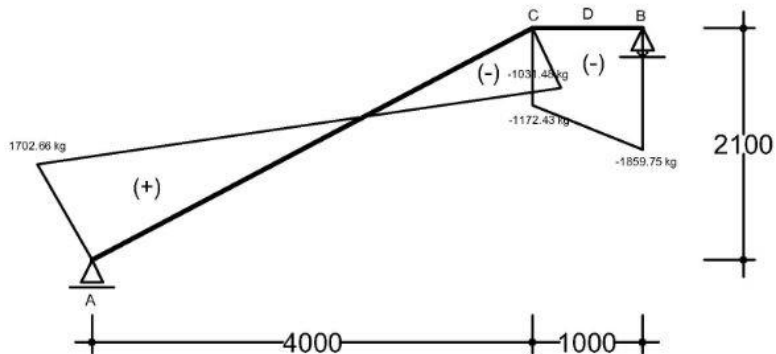
$$\begin{aligned} DX &= -RB + q_{U2} \times (X+0.5) + P1 + P1 \\ &= -1867.19 + 679.872 (X + 0.5) + 7.44 + 7.44 \end{aligned}$$

$$X = 0$$

$$\begin{aligned} DD_{ki} &= -1867.19 + 679.872 (0 + 0.5) + 7.44 + 7.44 \\ &= -1512.37 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$X = 0.5$$

$$\begin{aligned} DC_{ka} &= -1867.19 + 679.872 (0.5 + 0.5) + 7.44 + 7.44 \\ &= -1172.438 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4.20 Bidang Geser Balok Tangga

Bidang N

A – C :

$$\begin{aligned} NX &= - RA \times \sin(27.69) + q_{U1} X \sin(27.69) \\ &= - 1923.045 \times \sin(27.69) + 772.011 X \sin(27.69) \end{aligned}$$

$$X = 0$$

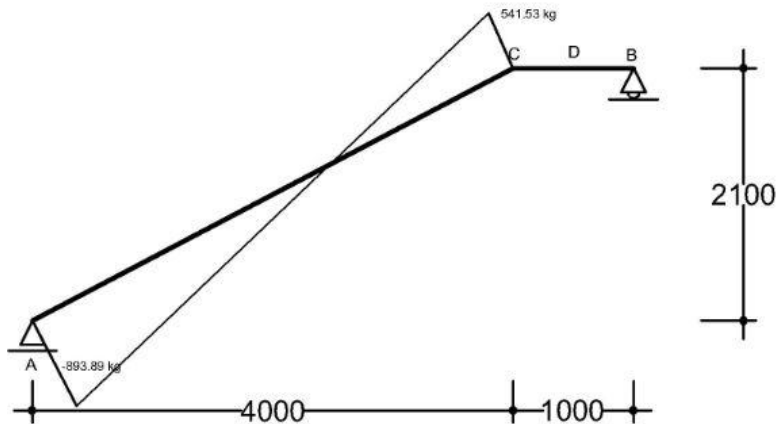
$$\begin{aligned} NA_{ka} &= - 1923.045 \times \sin(27.69) + 772.011 (0) \sin(27.69) \\ &= - 893.896 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$X = 4$$

$$\begin{aligned} NC_{ki} &= - 1923.045 \times \sin(27.69) + 772.011 (4) \sin(27.69) \\ &= 541.53 \text{ kg} \end{aligned}$$

C – B :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.21 Bidang Normal Balok Tangga

- Kontrol Penampang Profil
- a. Kontrol Penampang terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{99}{2(7)} = 7.0714$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{162}{4.5} = 36$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 170 = 425000 \text{ kg cm} \\ &= 4250 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} M_U & \leq & \phi M_n \\ 2395.11 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 4250 \text{ kg m} \\ 2395.11 \text{ kg m} & \leq & 3825 \text{ kg m} \end{array} \quad \textbf{(OK)}$$

- b. Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 17^2} = 35 \text{ cm (Pengaku Anak Tangga)}$$

$$L_p = 110.015 \text{ cm (Dari Tabel)}$$

$$L_r = 332.453 \text{ cm (Dari Tabel)}$$

$L_b < L_p \longrightarrow$ Bentang Pendek

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 170 = 425000 \text{ kg cm} \\ &= 4250 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 2395.11 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 4250 \text{ kg m} \\ 2395.11 \text{ kg m} &\leq 3825 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{162}{4.5} = 36$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$36 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times 8.28 \times 1 \\ &= 12420 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} V_U &\leq \phi V_n \\ 1859.75 \text{ kg} &\leq 0.9 \times 12420 \text{ kg} \\ 1859.75 \text{ kg} &\leq 11178 \text{ kg} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Persamaan Interaksi Tekan Lentur

$$L = \sqrt{400^2 + 210^2} = 451.774 \text{ cm}$$

$$K_c = 0.7 \text{ (Sendi – Sendi)}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= K_c \times L \\ &= 0.7 \times 451.774 = 316.241\end{aligned}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{316.241}{\pi \times 2.21} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1.61 < 1.25$$

$$\begin{aligned}\omega &= 1.25 \lambda_c^2 \\ &= 1.25 (1.61)^2 = 3.241\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &= \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{23.18 \times 250}{3.241} \\ &= 17876.34 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 17876.34 \times 0.85 \\ &= 15194.9 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{893.89}{15194.9} = 0.05883 < 0.2$$

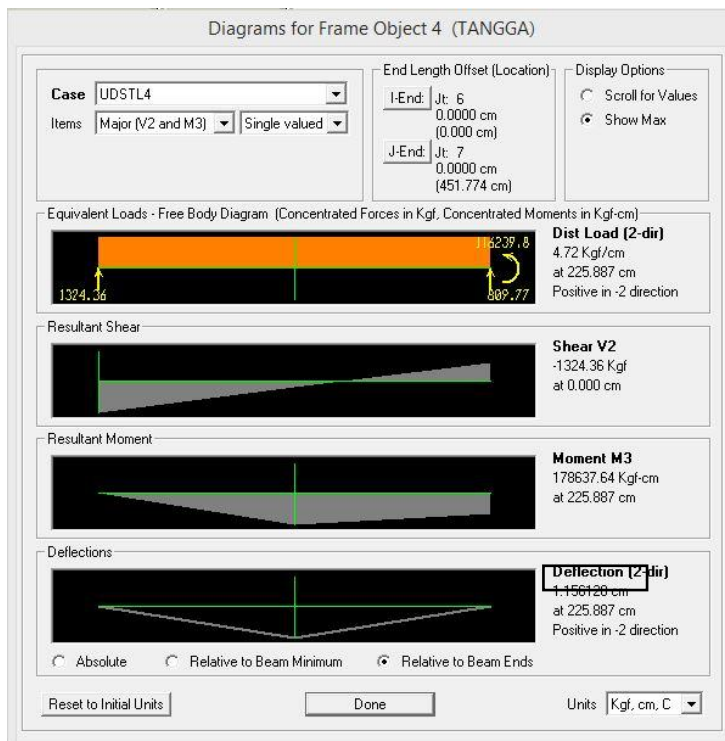
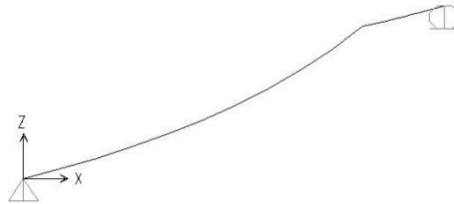
(Menggunakan Rumus Interaksi 2)

$$\begin{aligned}&= \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \\ &= \frac{893.89}{2 (15194.9)} + \left[\frac{2395.11}{3825} + 0 \right] \leq 1.0 \\ &= 0.655 \leq 1.0\end{aligned}$$

(OK)

- Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}f_{\text{ijin}} &= L/240 \\ &= 451.774 / 240 \\ &= 1.88 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4.22 Analisa Lendutan Balok Utama Tangga

$$\begin{aligned}
 f &= 1.156 \text{ cm (Hasil Analisa SAP)} \\
 f &< f_{\text{ijin}} \\
 1.156 \text{ cm} &< 1.88 \text{ cm} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

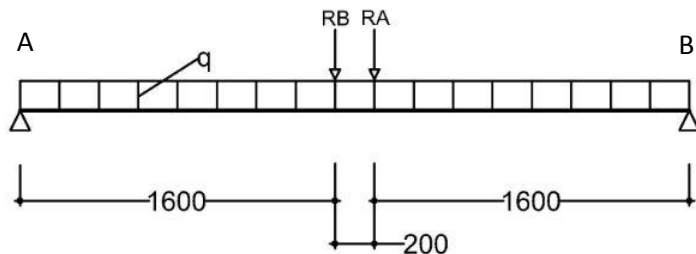
4.1.4.5. Balok Penumpu Tangga

Balok utama penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5.5 x 8

$$\begin{aligned}
 W &= 21.3 \text{ kg/m} & r &= 11 \text{ mm} & h_w &= 200 - 2(8 + 11) \\
 A &= 27.16 \text{ cm}^2 & Z_x &= 200 \text{ cm}^3 & &= 162 \text{ mm} \\
 t_w &= 5.5 \text{ mm} & i_y &= 2.22 \text{ cm} & b_f &= 100 \text{ mm} \\
 t_f &= 8 \text{ mm} & I_x &= 1840 \text{ cm}^4 & A_w &= (200 - 2(8)) \times 5.5 \\
 d &= 200 \text{ mm} & I_y &= 134 \text{ cm}^4 & &= 1012 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- **Pembebanan**

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi ('RA dan RB) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil.



Gambar 4.23 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$RA = 1923.05 \text{ kg}$$

$$RB = 1867.19 \text{ kg}$$

Beban Merata (q)

$$\text{Berat Profil} = 21.3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Dinding } 2.1 \times 250 = 525 \text{ kg/m}$$

$$= 546.3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Sambungan } 10\% = 5.463 \text{ kg/m}$$

$$q = 600.9 \text{ kg/m}$$

- Reaksi Perletakan

$$\Sigma MA = 0$$

$$-Rvb \times 3.4 + RA \times 1.8 + RB \times 1.6 + 0.5 \times q \times 3.4^2 = 0$$

$$Rvb = \frac{1923.05 \times 1.8 + 1867.19 \times 1.6 + 0.5 \times 600.93 \times 3.4^2}{3.4}$$

$$RVB = 2918.341 \text{ kg}$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$Rva \times 3.4 - RB \times 1.8 - RA \times 1.6 - 0.5 \times q \times 3.4^2 = 0$$

$$Rva = \frac{1867.19 \times 1.8 + 1923.05 \times 1.6 + 0.5 \times 600.93 \times 3.4^2}{3.4}$$

$$RVA = 2915.05 \text{ kg}$$

Kontrol

$$\Sigma V = RVA + RVB - RA - RB - q \times 3.4$$

$$= 2915.05 + 2918.341 - 1923.05 - 1867.19 - 600.93 \times 3.4$$

$$= 0 \quad (\text{OK})$$

- Gaya Dalam

$$M_{MAX} = RVA \times 1.7 - RB \times 0.1 - \frac{1}{2} \times q \times 1.7^2$$

$$= 3795.42 \text{ kg m}$$

$$\begin{aligned} V_U &= -RVB \\ &= -2918.341 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Profil
- a. Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} = \frac{100}{2(8)} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{162}{5.5} = 29.45$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 200 = 500000 \text{ kg cm} \\ &= 5000 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 3795.42 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 5000 \text{ kg m} \\ 3795.42 \text{ kg m} &\leq 4500 \text{ kg m} \quad \quad \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

b. Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 160 \text{ cm}$$

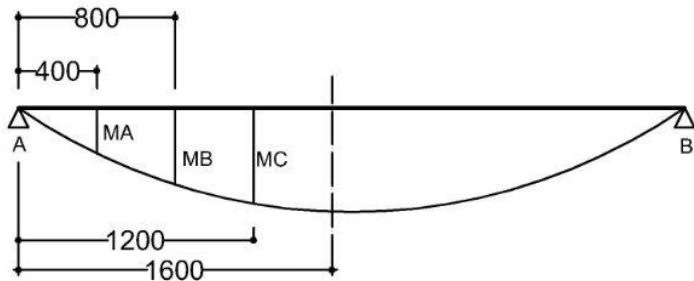
$$L_p = 110.512 \text{ cm (Dari Tabel)}$$

$$L_r = 361.127 \text{ cm (Dari Tabel)}$$

$$L_p < L_b < L_r \longrightarrow \text{Bentang Menengah}$$

Karena Bentang Menengah maka :

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7f_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$



Gambar 4.24 Posisi MA,MB,MC Balok Penumpu Tangga

$$\begin{aligned} MA &= R_{VA} \times 0.4 - \frac{1}{2} \times q \times 0.4^2 \\ &= 2915.05 \times 0.4 - \frac{1}{2} \times 600.93 \times 0.4^2 \\ &= 1117.947 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MB &= R_{VA} \times 0.8 - \frac{1}{2} \times q \times 0.8^2 \\ &= 2915.05 \times 0.8 - \frac{1}{2} \times 600.93 \times 0.8^2 \\ &= 2139.747 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MC &= R_{VA} \times 1.2 - \frac{1}{2} \times q \times 1.2^2 \\ &= 2915.05 \times 1.2 - \frac{1}{2} \times 600.93 \times 1.2^2 \\ &= 3065.4 \text{ kg m} \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3MA + 4MB + 3MC} \leq 2.3$$

$$= \frac{12.5 (3795.42)}{2.5 (3795.42) + 3(1117.94) + 4(2139.747) + 3(3065.4)} \leq 2.3$$

$$= 1.55 \leq 2.3$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 200 \times 2500 = 500000 \text{ kgcm} = 5000 \text{ kg m} \end{aligned}$$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7f_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

$$M_n = 1.55 [5000 - (5000 - 0.7(25000000 \times 0.000184) \left(\frac{2 - 1.105}{3.611 - 1.105} \right))]]$$

$$M_n = 6221.79 \text{ kgm} > M_p, \text{ maka dipakai } M_p$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} M_U & \leq & \phi M_n \\ 3795.42 \text{ kg m} & \leq & 0.9 \times 5000 \text{ kg m} \\ 3795.42 \text{ kg m} & \leq & 4500 \text{ kg m} \end{array} \quad \textbf{(OK)}$$

- Kontrol Penampang Profil Terhadap Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{162}{5.5} = 29.45$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \quad \longrightarrow \quad k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$29.45 \leq 69.57 \quad \longrightarrow \quad \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

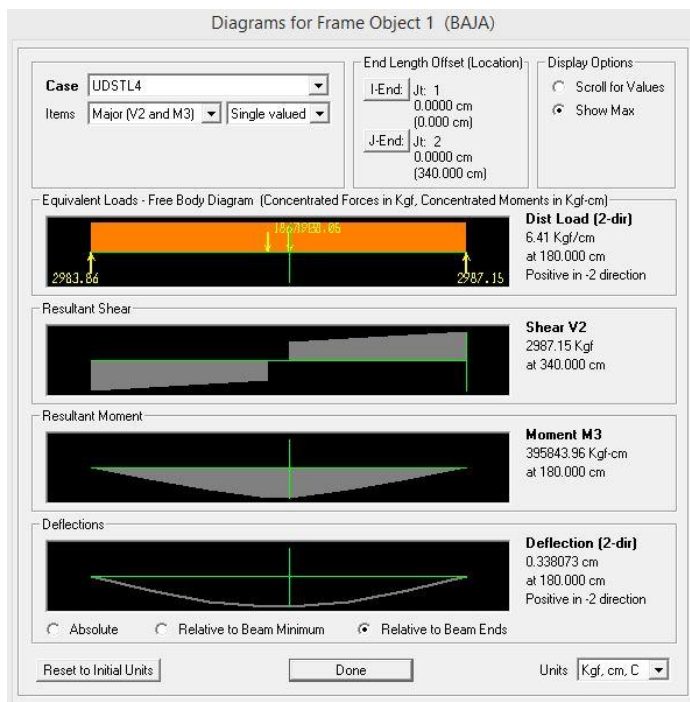
$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 10.12 \times 1 \\
 &= 15180 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{rcl}
 V_U & \leq & \phi V_n \\
 2918.34 \text{ kg} & \leq & 0.9 \times 15180 \text{ kg} \\
 2918.34 \text{ kg} & \leq & 13662 \text{ kg} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{array}$$

- Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 340 \text{ cm} \\
 f_{\text{ijin}} &= 340/240 \\
 &= 1.4167 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



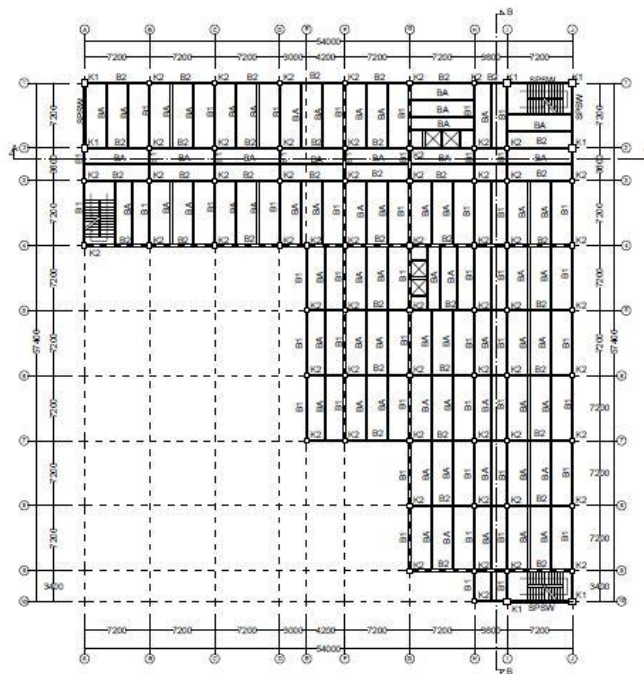
Gambar 4.25 Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga

$f = 0.338 \text{ cm}$ (Hasil Analisa SAP)

$f = 0.338 \text{ cm} < f_{\text{ijin}} = 1.4167 \text{ cm}$ (OK)

4.2. Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem dinding geser pelat baja (SPSW). Struktur dinding geser pelat baja berfungsi sebagai penahan beban lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan perkantoran yang terdiri dari 12 lantai perkantoran dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 55.85 meter. Denah dari pemodelan struktur dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :



Gambar 4.26 Denah Struktur Gedung PENS

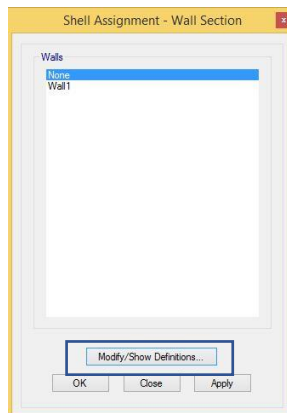
Dalam denah pada gambar 5.1 arah horizontal mengikuti arah sumbu X (sumbu model) dan arah vertikal mengikuti arah sumbu Y. Analisis dalam pemodelan struktur gedung PENS ini tanpa menggunakan dilatasi yang dapat menyebabkan adanya torsi yang diakibatkan bentuk struktur yang tidak simetris. Hal ini dapat dikurangi dengan menggunakan pemasangan Dinding Geser Plat Baja (SPSW) sebagai penahan beban lateral.

Pemodelan struktur dari gedung PENS ini dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2015. Dalam program bantu, gedung PENS ini akan dimodelkan dalam kondisi nyata. Analisa struktur ini juga dilakukan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726-2012 dan SNI 1729-2015.

4.2.1. Pemodelan Dinding Geser Pelat Baja

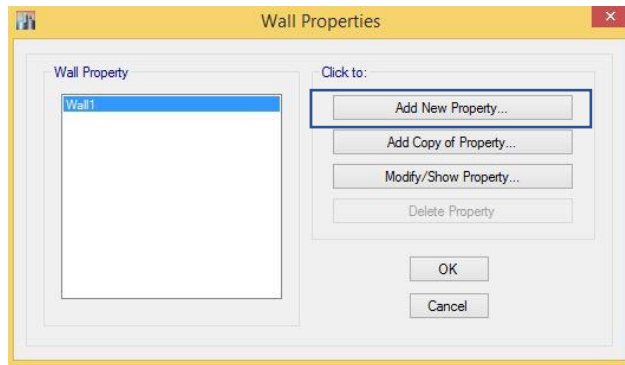
Elemen dinding geser pelat baja (SPSW) ini akan dimodelkan sebagai elemen *shell*, dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Klik *Assign – Shell – Wall Section*



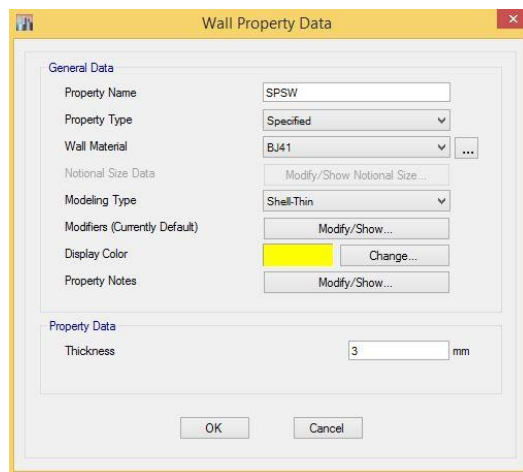
Gambar 4.27 Kotak Dialog *Shell*

2. Klik *Modify / Show Definitions*, dan klik *Add New Property*



Gambar 4.28 Kotak Dialog *Wall Properties*

3. Pada Kotak Dialog *Add New Property* , isi data sebagai berikut :

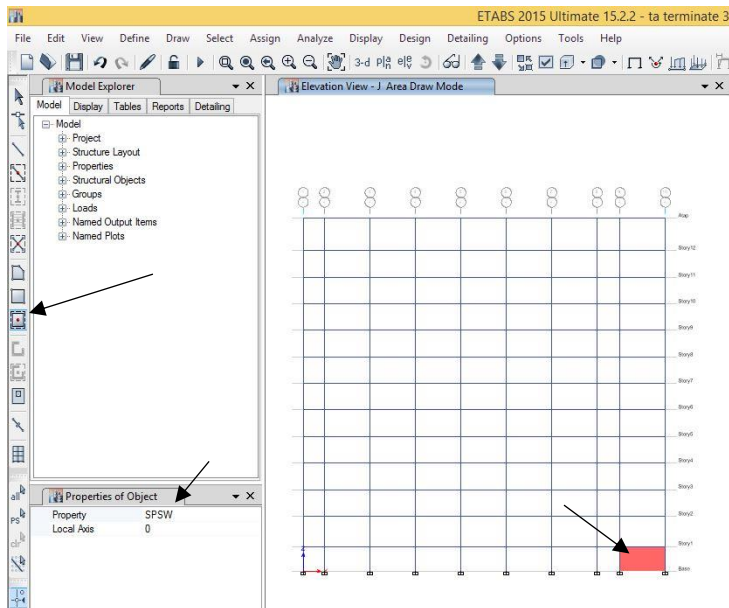


Gambar 4.29 Kotak Dialog *Wall Property*

- Pemberian nama “SPSW” pada *property name*
- *Wall material* diisi sesuai dengan mutu baja yang akan digunakan yaitu BJ 41
- Pada *Modeling Type*, SPSW diasumsikan sebagai *shell-thin*
- Untuk *Thicknes*, SPSW direncanakan setebal 3 mm.

4. Klik OK

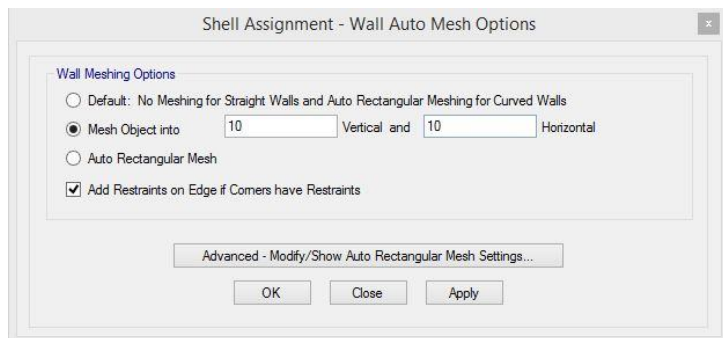
Setelah elemen *shell* sudah dibuat, maka dapat segera dimodelkan ke dalam struktur gedung dengan menggunakan fasilitas *Quick Draw Floor / Wall*, kemudian ubah property menjadi “SPSW”, kemudian klik pada wilayah yang akan diberi SPSW.



Gambar 4.30 Memasang Elemen *Shell* pada ETABS

Setelah itu, dinding geser perlu dibagi menjadi pias-pias kecil sejumlah tertentu agar analisis dapat dilakukan. Sehingga perlu digunakan fasilitas *Mesh* agar dapat membagi elemen dinding geser pelat baja menjadi beberapa pias. Langkah-langkah agar dapat membagi elemen *shell* kedalam pias adalah :

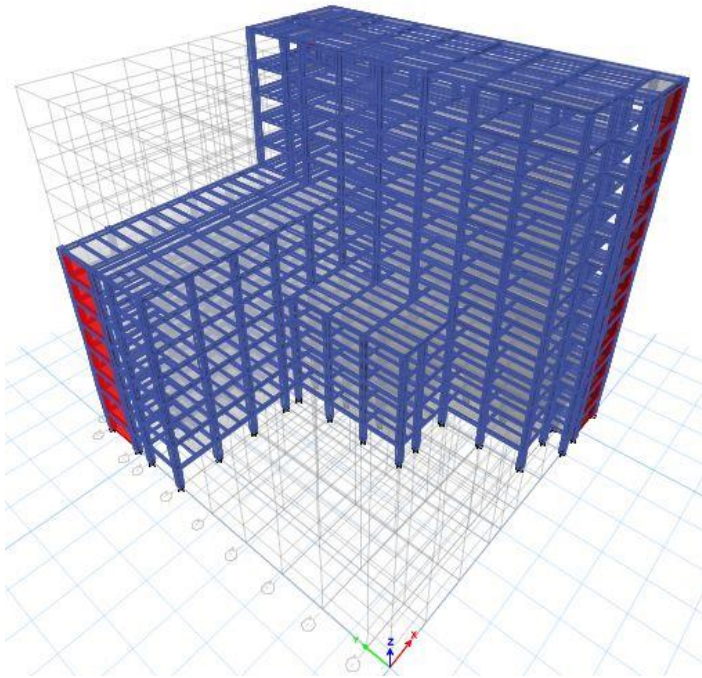
1. Klik semua elemen dinding geser pelat baja yang akan dibagi menjadi beberapa pias, kemudian pilih *Assign – Shell – Wall Auto Mesh Option*
2. Setelah itu akan muncul kotak dialog *Wall Auto Mesh Option* dan isikan seperti gambar dibawah ini :



Gambar 4.31 Kotak Dialog *Wall Auto Mesh*

- Pilih *Mesh Object into* : *10 Vertikal and 10 Horizontal* untuk membagi pias menjadi 10 x 10 bagian.
- Untuk SPSW lantai dasar, box “*Add Restraint on Edge if Corner have Restraint*” perlu dicentang, pada lantai 2 – lantai atap tidak perlu.
- Kemudian Klik OK

Pemodelan struktur yang sudah dilakukan pada program bantu ETABS 2015 ditunjukkan oleh gambar 5.4.



Gambar 4.32 Pemodelan 3 Dimensi Gedung PENS menggunakan SPSW

4.2.2. Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada SNI 1727-2013 dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati pada struktur antara lain :

- Beban sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar 2400 kg/m^3

- Beban pelat bondek sebesar 10.1 kg/m^2
- Beban sendiri baja profil yang terpasang pada struktur seperti kolom dan balok sebesar 7850 kg/m^3
- Beban dinding bata ringan dan berat plester 2 cm sebesar 120 kg/m^2
- Beban spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Beban *ducting* dan *plumbing* sebesar 10 kg/m^2
- Beban plafon dan penggantung sebesar 18 kg/m^2
- Beban lift adalah beban terpusat pada balok lantai teratas, besar beban lift terlampir

Berikut merupakan rekapitulasi beban mati yang bekerja pada struktur :

- Pelat Atap

Berat Pelat Bondek	: 10.1	kg/m^2
Berat Spesi (2 cm)	: 44	kg/m^2
Berat <i>ducting</i> dan <i>plumbing</i>	: 10	kg/m^2
Berat plafond an penggantung	: 18	kg/m^2
q_D	: 82.1	kg/m^2
- Pelat Lantai Perkantoran

Berat Pelat Bondek	: 10.1	kg/m^2
Berat Spesi (2 cm)	: 44	kg/m^2
Berat <i>ducting</i> dan <i>plumbing</i>	: 10	kg/m^2
Berat plafond an penggantung	: 18	kg/m^2
q_D	: 82.1	kg/m^2

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban *service* yang bekerja pada gedung yang memiliki kemungkinan untuk berpindah-pindah dan tidak bersifat tetap. Rincian beban hidup yang bekerja pada gedung perkantoran PENS ini adalah :

Lantai Atap : 100 kg/m²
 Lantai Perkantoran : 250 kg/m²

3. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Perhitungan Beban gempa dalam analisa gedung ini menggunakan analisa beban gempa dinamik (Respon Spektrum). Data dan parameter yang digunakan diambil dari SNI 1727-2012.

4. Data Tanah

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui kondisi tanah dimana suatu bangunan tersebut akan dibangun. Untuk mengetahui kondisi tanah, maka dapat dilakukan dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah

$N \geq 50$ = Tanah Keras

$15 \geq N \geq 50$ = Tanah Sedang

$N < 15$ = Tanah Lunak

Tabel 4.1 Tabel Perhitungan N rata-rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal	N	Tebal / N
Lapisan 1	2	2	1	2.000
Lapisan 2	4	2	3	0.667
Lapisan 3	6	2	3	0.667
Lapisan 4	8	2	7	0.286
Lapisan 5	10	2	8	0.250
Lapisan 6	12	2	16	0.125
Lapisan 7	14	2	25	0.080
Lapisan 8	16	2	22	0.091

Lapisan 9	18	2	45	0.044
Lapisan 10	20	2	47	0.043
Lapisan 11	22	2	45	0.044
Lapisan 12	24	2	50	0.040
Total		24		4.336

$$N = \frac{24}{4.336} = 5.534$$

$N < 15$ = Tergolong Tanah Lunak

Dari perhitungan nilai N rata-rata diatas dikategorikan jenis tanah lunak (asumsikan tanah SE).

4.2.2.1. Berat Total Bangunan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah gaya geser perhitungan struktur yang menggunakan pembebanan gempa dinamik sudah mencapai 80% gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari analisis menggunakan program ETABS 2015 dengan kombinasi 1D + 1L.

4.2.2.2. Kombinasi Pembebanan

Dalam perencanaan, kombinasi pembebanan struktur perlu diperhatikan. Karena beban yang bekerja saat proses konstruksi dan pada saat masa layan struktur akan berbeda. Oleh Karena itu

berdasarkan SNI 1726-2012, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

- 1.4 DL
- 1.2 DL + 1.6 LL
- 1.2 DL + 1.0 E + 1.0 LL
- 0.9 DL + 1.0 E

Keterangan :

DL = Beban Mati

LL = Beban Hidup

E = Beban Gempa yang Dinyatakan dalam 2 Arah

4.2.3. Pembebanan Gempa Dinamis

Perencanaan struktur gedung perkantoran PENS ini terdiri dari 13 tingkat dan memiliki ketinggian 55.58 meter. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang telah ditentukan.

4.2.3.1. Pemodelan Lantai Tingkat Sebagai Diafragma

Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.3.1.2. keberadaan pelat beton atau dek metal yang diberi penutup (*topping*) beton, pada saat menerima beban gempa dapat berfungsi sebagai penyalur beban gempa pada struktur primer atau dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku dan dapat bekerja sebagai penahan beban gempa horizontal.

4.2.3.2. Arah Pembebanan

Dalam kenyataannya, beban gempa bekerja dalam arah yang sembarang baik arah X dan arah Y secara bolak-balik dan periodikal. Oleh Karena itu, dalam perencanaan struktur gedung ini beban gempa disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa sebesar 100% untuk arah utama dan dianggap bekerja bersamaan

dengan beban gempa yang bergerak tegak lurus dengan arah utama sebesar 30% efektivitas dari pembebanan gempa untuk arah utama.

- Gempa Arah X
100% efektivitas arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Arah Y
100% efektivitas arah Y dan 30% efektivitas arah X

4.2.3.3. Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, metode yang digunakan dalam analisis gempa adalah metode respon spectrum. Dalam metode respon spectrum ini terdapat banyak parameter-parameter rencana yang didapat dari SNI 1726-2012. Berikut merupakan nilai parameter respon spectrum untuk wilayah gempa Yogyakarta dan klasifikasi tanah lunak (Situs SE) :

Tabel 4.2 Parameter Respon Gempa Wilayah Yogyakarta untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.55
S_s (g)	0.95
S_1 (g)	0.45
C_{RS}	0.975
C_{R1}	1.1
F_{PGA}	1
F_A	0.9
F_V	2.4
PSA (g)	0.55
S_{MS} (g)	0.855

S_{M1} (g)	1.08
S_{DS} (g)	0.608
S_{D1} (g)	0.72
T_0 (detik)	0.237
T_S (detik)	1.184

4.2.3.4. Faktor Reduksi Gempa

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran akan didesain menggunakan Dinding Geser Pelat Baja (SPSW), maka sesuai dengan tabel 9 SNI 1726-2012 didapatkan nilai-nilai :

Tabel 4.3 Faktor Reduksi Gempa Berdasarkan

SNI 1726-2012

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Dinding Geser Pelat Baja	6.5	2.5	5.5	TB	TB	48	48	30

4.2.3.5. Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu factor keutamaan I_e . Dalam tugas akhir ini, gedung PENS direncanakan sebagai gedung perkantoran. Berdasarkan tabel 1 SNI 1726-2012, gedung perkantoran termasuk dalam kategori resiko II sehingga didapatkan nilai $I = 1$.

4.2.4. Kontrol Desain

Hasil akhir dari pemodelan struktur dengan program ETABS harus dikontrol terhadap batasan-batasan tertentu sesuai dengan SNI 1726-2015 agar memenuhi kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol-kontrol yang harus dilakukan adalah :

- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol Periode Getar Struktur
- Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum
- Kontrol Batas Simpangan (*Drift*)

Dari hasil analisis tersebut juga diambil gaya dalam masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang secara manual.

4.2.4.1. Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil Analisa struktur yang baik, analisis harus dilakukan dengan menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.9.1.

Pada perhitungan tugas akhir ini digunakan bantuan program ETABS 2015 untuk mendapatkan hasil dari partisipasi massa seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.4 Rasio Partisipasi Massa Gedung PENS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.1722	0.4881	0
Modal	2	0.7102	0.6641	0
Modal	3	0.7199	0.6815	0
Modal	4	0.7243	0.8575	0
Modal	5	0.8773	0.8617	0
Modal	6	0.8776	0.8686	0
Modal	7	0.8848	0.9116	0

Modal	8	0.9216	0.9165	0
Modal	9	0.9237	0.9289	0
Modal	10	0.937	0.9335	0
Modal	11	0.9385	0.941	0
Modal	12	0.9485	0.9413	0

Dari tabel diatas didapat partisipasi massa arah X sebesar 92.16% pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91.16% pada moda ke 7. Maka dapat disimpulkan bahwa analisis struktur yang dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.4.2. Kontrol Ketidakberaturan Vertikal (*Soft Story*)

Menurut SNI 1726-2012 Tabel 11, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terjadi apabila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya.

Tabel 4.5 Kekakuan Tingkat Akibat Gempa Arah X

TABLE: Story Stiffness			
Story	Load Case	Stiffness X	Stiffness Y
		kgf/m	kgf/m
Story4	EARTHQUAKE X	82287404.41	89315584.86
Story3	EARTHQUAKE X	89011302.45	94547408.82
Story2	EARTHQUAKE X	87815915.78	91675495.54
Story1	EARTHQUAKE X	191738141	194959218

Dilakukan Pengecekan pada Story 1

Kekakuan X < 70% Kekakuan Story 2

191738141	$< 70\% \times 87815915.78$
191738141	< 61471141.05 (NOT SOFT STORY)
Kekakuan X	$< 80\%$ Rata-Rata Kekakuan Story 1, 2, 3
191738141	$< 80\% \times 86371541$
191738141	< 69097232.7 (NOT SOFT STORY)
Kekakuan Y	$< 70\%$ Kekakuan Story 2
194959218	$< 70\% \times 91675495.54$
194959218	< 64172846.88 (NOT SOFT STORY)
Kekakuan Y	$< 80\%$ Rata-Rata Kekakuan Story 1, 2, 3
194959218	$< 80\% \times 91846163$
194959218	< 73476930.46 (NOT SOFT STORY)

Tabel 4.6 Kekakuan Tingkat Akibat Gempa Arah Y

TABLE: Story Stiffness			
Story	Load Case	Stiffness X	Stiffness Y
		kgf/m	kgf/m
Story4	EARTHQUAKE Y	74491361.39	86215224.56
Story3	EARTHQUAKE Y	82257327.66	92335073.7
Story2	EARTHQUAKE Y	80991717.01	90225486.32
Story1	EARTHQUAKE Y	178925207	192820685

Dilakukan Pengecekan pada Story 1

Kekakuan X	$< 70\%$ Kekakuan Story 2
178925207	$< 70\% \times 80991717.01$
178925207	< 56694201.91 (NOT SOFT STORY)

Kekakuan X	$< 80\%$ Rata-Rata Kekakuan Story 1, 2, 3
178925207	$< 80\% \times 79246802$

$$178925207 < 63397441.62 \text{ (NOT SOFT STORY)}$$

$$\text{Kekakuan Y} < 70\% \text{ Kekakuan Story 2}$$

$$192820685 < 70\% \times 90225486.32$$

$$192820685 < 63157840.42 \text{ (NOT SOFT STORY)}$$

$$\text{Kekakuan Y} < 80\% \text{ Rata-Rata Kekakuan Story 1, 2, 3}$$

$$192820685 < 80\% \times 89591928$$

$$192820685 < 71673542.55 \text{ (NOT SOFT STORY)}$$

Sehingga dalam Analisa pemodelan struktur tetap dapat dilakukan menggunakan Analisa Respon Spektrum.

4.2.4.3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726-2012, periode struktur fundamental harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Nilai T diatas adalah batas bawah dari periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas dari periode struktur harus dikalikan dengan koefisien batas yang tergantung berdasarkan nilai S_{D1} . Untuk nilai C_t dan x didapat dari tabel 15 SNI 1726-2012), sedangkan h_n adalah ketinggian total struktur.

$$C_t = 0.0724$$

$$h_n = 55.85 \text{ m}$$

$$x = 0.8$$

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h_n^x \\ &= 0.0724 \times (55.85)^{0.8} \\ &= 1.808 \text{ s} \end{aligned}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0.72$ maka didapatkan nilai $C_u = 1.4$ sehingga :

$$\begin{aligned}
 T &= T_a \times C_u \\
 &= 1.808 \times 1.4 \\
 &= 2.5312 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.7 Periode dan Frekuensi Struktur

TABLE: Modal Periods and Frequencies			
Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	1.792	0.558
Modal	2	1.61	0.621
Modal	3	0.989	1.011
Modal	4	0.685	1.459
Modal	5	0.591	1.692
Modal	6	0.408	2.452
Modal	7	0.358	2.796
Modal	8	0.341	2.936
Modal	9	0.266	3.755
Modal	10	0.248	4.035
Modal	11	0.226	4.42
Modal	12	0.214	4.668

Dari tabel diatas, didapatkan nilai $T = 1.792 \text{ sec}$. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari nilai $C_U \times T_a = 2.5321 \text{ sec}$. Jadi Analisa struktur gedung PENS masih memenuhi syarat SNI 1726-2012 pasal 7.8.2.

4.2.4.4. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respon statik. Rumus gaya geser static adalah :

$$V = C_s \times W \text{ (SNI 1726-2012 pasal 7.8.1)}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.57}{6.5/1} = 0.087$$

Nilai C_s tidak boleh lebih dari :

$$C_{s \text{ MAX}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.72}{2.5312\left(\frac{6.5}{1}\right)} = 0.0437 < 0.087$$

Diambil C_s terkecil = 0.0437

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0.044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0.044 \times 0.608 \times 1 \\ &= 0.026752 < 0.0437 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total dari struktur gedung PENS adalah :

Tabel 4.8 Reaksi Dasar Struktur

TABLE: Base Reactions			
Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
Dead	0	0	7282185.07
Live	0	0	4455400.32
DEAD++	0	0	1512843.01
EARTHQUAKE X	506566.77	264093.14	0
EARTHQUAKE Y	271578.73	460418.76	0
1.2D+0.5L+ EX	506566.77	264093.14	12781733.86

1.2D+0.5L+ EY	271578.73	460418.76	12781733.86
1.4D	0	0	12313039.31
1.2D+1.6L	0	0	17682674.21
1.4D+1L+EX	506566.77	264093.14	16768439.63
1.4D+1L+EY	271578.73	460418.76	16768439.63
0.7D+EX	506566.77	264093.14	6156519.66
0.7D+EY	271578.73	460418.76	6156519.66
1D	0	0	8795028.08
1D+1L	0	0	13250428.4

Dari tabel diatas didapatkan berat struktur adalah 13251541.02 kg. Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0.0437 \times 13251541.02 \\
 &= 579043.72 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari tabel di atas didapatkan besar gaya geser dasar akibat gempa adalah sebagai berikut :

Tabel 4.9 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
EARTHQUAKE X	506566.77	264093.14
EARTHQUAKE Y	271578.73	460418.76

Kontrol nilai respon spektrum :

- Gempa Arah X
 - V dinamik > 85% V static
 - 506566.77 kg > 85% \times 579043.72
 - 506566.77 kg > 492187.162 kg (**OK**)

- Gempa Arah Y

V dinamik	> 85% V static
460418.76 kg	> $85\% \times 579043.72$
460418.76 kg	> 492187.162 kg (NOT OK)

Dari kontrol diatas, analisis gedung PENS pada arah Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon spektrum, sehingga menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.2, maka harus dilakukan pembesaran nilai pada simpangan antar lantai (pada kontrol drift) dengan faktor skala sebesar $0.85 \frac{C_s \times W}{V_t}$.

4.2.4.5. Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Perhitungan simpangan antar lantai bertujuan untuk mencegah kerusakan non struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = C_d \times \delta_{e1} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

- δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1
 δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2
 C_d = Faktor pembesaran defleksi
 I = Faktor keutamaan gedung

Dalam program ETABS 2015, hasil dari story drift ini berupa rasio antara simpangan yang terjadi per lantai dengan tinggi lantai, sehingga dalam perhitungannya besar simpangan dapat dicari dengan :

$$\Delta_i = \frac{\left(\frac{\delta}{h_{sx}}\right) \times h_{sx} \times C_d}{I}$$

Dimana :

- $\frac{\delta}{h_{sx}}$ = Rasio simpangan yang terjadi per tingkat dengan tinggi tingkat di bawah tingkat x
 h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

Untuk sistem dinding geser pelat baja, dari tabel 9 SNI 1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 5.5$ dan dari tabel 2 SNI 1726-2012 didapatkan nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0.020 h_{sx}$$

Besar nilai Δ_a untuk tiap tingkat adalah :

- Untuk tinggi tingkat = 3.9 m
 $\Delta_a = 0.020 \times 390 = 78 \text{ mm}$
- Untuk tinggi tingkat = 4.8 m
 $\Delta_a = 0.020 \times 480 = 96 \text{ mm}$
- Untuk tinggi tingkat = 4.2 m
 $\Delta_a = 0.020 \times 420 = 84 \text{ mm}$

- Untuk tinggi tingkat = 5.15 m
 $\Delta_a = 0.020 \times 515 = 103 \text{ mm}$

Dari analisis struktur yang dilakukan dengan program ETABS 2015, didapatkan nilai simpangan yang terjadi pada struktur adalah sebagai berikut :

Tabel 4.10 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X

EARTHQUAKE X						
Story	Tinggi	Drift		Δ_i	Δ_a	KET
	Lantai (m)	X Dir	Y Dir	(mm)	(mm)	
Atap	5.15	0.00106	0.000565	30.0245	103	OK
Story12	4.2	0.001139	0.000651	26.3109	84	OK
Story11	4.2	0.001244	0.000768	28.7364	84	OK
Story10	4.2	0.001341	0.000901	30.9771	84	OK
Story 9	4.2	0.001411	0.001031	32.5941	84	OK
Story 8	4.2	0.001395	0.000844	32.2245	84	OK
Story 7	4.2	0.0014	0.000848	32.34	84	OK
Story 6	4.2	0.001361	0.000836	31.4391	84	OK
Story 5	4.2	0.001319	0.000817	30.4689	84	OK
Story 4	4.2	0.0013	0.000795	30.03	84	OK
Story 3	4.2	0.001327	0.000799	30.6537	84	OK
Story 2	4.8	0.001273	0.000752	33.6072	96	OK
Story 1	3.9	0.000727	0.000431	15.5941	78	OK

Tabel 4.11 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y

EARTHQUAKE Y						
Story	Tinggi	Drift		Δi	Δa	KET
	Lantai (m)	X Dir	Y Dir	(mm)	(mm)	
Atap	5.15	0.000658	0.001047	29.6562	103	OK
Story12	4.2	0.000701	0.001223	28.2513	84	OK
Story11	4.2	0.000756	0.001435	33.1485	84	OK
Story10	4.2	0.000811	0.001652	38.1612	84	OK
Story 9	4.2	0.000994	0.001855	42.8505	84	OK
Story 8	4.2	0.000869	0.001505	34.7655	84	OK
Story 7	4.2	0.00089	0.001497	34.5807	84	OK
Story 6	4.2	0.000888	0.001462	33.7722	84	OK
Story 5	4.2	0.000882	0.001419	32.7789	84	OK
Story 4	4.2	0.000855	0.001381	31.9011	84	OK
Story 3	4.2	0.000798	0.001374	31.7394	84	OK
Story 2	4.8	0.000741	0.001295	34.188	96	OK
Story 1	3.9	0.000435	0.000744	15.9588	78	OK

Nilai dari Δi harus diperbesar sesuai dengan kontrol respon spektrum sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.2 dengan koefisien :

$$0.85 \frac{c_s \times W}{V_t} = 0.85 \frac{0.0437 \times 13251541.02}{460418.76} = 1.069$$

Tabel 4.12 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah
X dengan Faktor Koreksi

EARTHQUAKE Y						
Story	Tinggi	Drift		Δi	Δa	KET
	Lantai (m)	X Dir	Y Dir	(mm)	(mm)	
Atap	5.15	0.000658	0.001047	31.70256	103	OK
Story12	4.2	0.000701	0.001223	30.20064	84	OK
Story11	4.2	0.000756	0.001435	35.43575	84	OK
Story10	4.2	0.000811	0.001652	40.79432	84	OK
Story 9	4.2	0.000994	0.001855	45.80718	84	OK
Story 8	4.2	0.000869	0.001505	37.16432	84	OK
Story 7	4.2	0.00089	0.001497	36.96677	84	OK
Story 6	4.2	0.000888	0.001462	36.10248	84	OK
Story 5	4.2	0.000882	0.001419	35.04064	84	OK
Story 4	4.2	0.000855	0.001381	34.10228	84	OK
Story 3	4.2	0.000798	0.001374	33.92942	84	OK
Story 2	4.8	0.000741	0.001295	36.54697	96	OK
Story 1	3.9	0.000435	0.000744	17.05996	78	OK

Dari hasil kontrol tabel di atas, maka analisis struktur gedung PENS telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.9.3 dan pasal 7.12.1.

4.3. Perencanaan Struktur Primer

4.3.1. Perencanaan Balok Induk

4.3.1.1. Balok Induk Melintang

Balok Induk Melintang direncanakan dengan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16

$$\begin{array}{lll}
 W = 89.6 \text{ kg/m} & r = 20 \text{ mm} & h_w = 500 - 2(16 + 20) \\
 A = 114.2 \text{ cm}^2 & Z_x = 2096 \text{ cm}^3 & = 428 \text{ mm} \\
 t_w = 10 \text{ mm} & i_y = 4.33 \text{ cm} & b_f = 200 \text{ mm} \\
 t_f = 16 \text{ mm} & I_x = 47800 \text{ cm}^4 & A_w = (500 - 2(16)) \times 10 \\
 d = 500 \text{ mm} & I_y = 2140 \text{ cm}^4 & = 4680 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

Dari analisis ETABS 2015 didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_U = 24579.22 \text{ kgm}$$

$$V_U = 16846.29 \text{ kg}$$

$$f = 0.613 \text{ cm}$$

a. Kontrol penampang profil akibat gaya lentur

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kg cm} \\ &= 52400 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 24579.22 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 52400 \text{ kg m} \\ 24579.22 \text{ kg m} &\leq 47160 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Profil Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 120 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \times 4.33 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 215.548 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b \leq L_p \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Perhitungan Momen Nominal

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kg cm} \\ &= 52400 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 24579.22 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 52400 \text{ kg m} \\ 24579.22 \text{ kg m} &\leq 47160 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

b. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$42.8 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times 46.8 \times 1 \\ &= 70200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll}
 V_U & \leq & \phi V_n \\
 16846.29 \text{ kg} & \leq & 0.9 \times 70200 \text{ kg} \\
 16846.29 \text{ kg} & \leq & 63180 \text{ kg} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{array}$$

c. Kontrol Lendutan

$$\begin{array}{ll}
 L & = 720 \text{ cm} \\
 f_{ijin} & = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2 \text{ cm}
 \end{array}$$

$$f = 0.613 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \longrightarrow 0.613 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}$$

4.3.1.2. Balok Induk Memanjang

Balok Induk Memanjang direncanakan dengan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16

$$\begin{array}{lll}
 W = 89.6 \text{ kg/m} & r = 20 \text{ mm} & h_w = 500 - 2(16 + 20) \\
 A = 114.2 \text{ cm}^2 & Z_x = 2096 \text{ cm}^3 & = 300 \text{ mm} \\
 t_w = 10 \text{ mm} & i_y = 4.33 \text{ cm} & b_f = 200 \text{ mm} \\
 t_f = 16 \text{ mm} & I_x = 47800 \text{ cm}^4 & A_w = (500 - 2(16)) \times 10 \\
 d = 500 \text{ mm} & I_y = 2140 \text{ cm}^4 & = 4680 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

Dari analisis ETABS 2015 didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_U = 14531.52 \text{ kg m}$$

$$V_U = 12953.31 \text{ kg}$$

$$f = 0.328 \text{ cm}$$

d. Kontrol penampang profil akibat gaya lentur

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kg cm} \\ &= 52400 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 14531.52 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 52400 \text{ kg m} \\ 14531.52 \text{ kg m} &\leq 47160 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Profil Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 120 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \times 4.33 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 215.548 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b \leq L_p \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Perhitungan Momen Nominal

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kg cm} \\ &= 52400 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 14531.52 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 52400 \text{ kg m} \\ 14531.52 \text{ kg m} &\leq 47160 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

- e. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$42.8 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times 46.8 \times 1 \\ &= 70200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} V_U &\leq \phi V_n \\ 12953.31 \text{ kg} &\leq 0.9 \times 70200 \text{ kg} \\ 12953.31 \text{ kg} &\leq 63180 \text{ kg} \quad \quad \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

f. Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned} L &= 720 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f = 0.328 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \longrightarrow 0.328 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}$$

4.3.2. Perencanaan Kolom

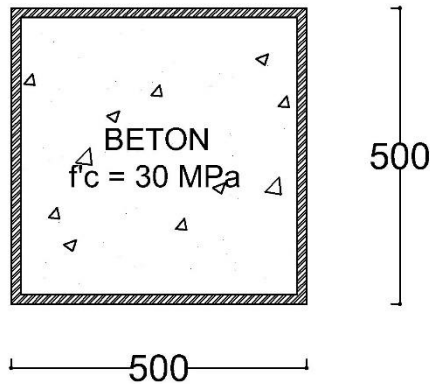
Pada perencanaan tugas akhir ini menggunakan kolom CFT dengan profil HSS 500 x 500 x 16 x 16 dengan spesifikasi sebagai berikut :

$W = 238 \text{ kg/m}$	$Z_x = 4771 \text{ cm}^3$	$b_f = 500 \text{ mm}$
$A = 307 \text{ cm}^2$	$Z_y = 4771 \text{ cm}^3$	Mutu :
$t_w = 16 \text{ mm}$	$i_y = 19.71 \text{ cm}$	$f_u = 4100 \text{ kg/m}^2$
$t_f = 16 \text{ mm}$	$I_x = 119300 \text{ cm}^4$	$f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$
$d = 500 \text{ mm}$	$I_y = 119300 \text{ cm}^4$	$f_c' = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Dari hasil analisis yang dilakukan dengan program bantu ETABS 2015 didapatkan gaya dalam kolom I6 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 456668 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 10828.21 \text{ kg m} \\ M_{uy} &= 5065.44 \text{ kg m} \end{aligned}$$

CASING HSS 500 X 500 X 16 X 16



Gambar 4.33. Kolom Komposit CFT dengan Profil HSS 500 x 500 x 16 x 16

- a. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit
- Kontrol Luas Penampang Minimum Profil Baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{307}{2190.24 + 307} = 0.12 > 0.04 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tebal Minimum Penampang Persegi

$$t_{min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3 E}}$$

$$t_{min} = 500 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 200000}} = 10.206 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm (OK)}$$

- Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{500}{2(16)} = 15.625$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 307 + 0.85 \times 300 (2190.24 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 1326011.2 \text{ kg}$$

- b. Momen Nominal Kolom

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{500}{2(16)} = 15.625$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 31.67$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \cdot 4771 \\ &= 11927500 \text{ kg cm} = 119275 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 10828.21 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 119275 \text{ kg m} \\ 10828.21 \text{ kg m} &\leq 107347.5 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral
Panjang tak terkekang adalah selisih antara tinggi kolom dan d balok

$$L_b = 390 - 50 = 340 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \times 19.71 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 981.17 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b < L_p \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 4771 = 11927500 \text{ kg cm} \\ &= 119275 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_U &\leq \phi M_n \\ 10828.21 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 119275 \text{ kg m} \\ 10828.21 \text{ kg m} &\leq 107347.5 \text{ kg m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- c. Kekuatan Lentur dan Aksial Orde Kedua
Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan arah Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

Dengan :

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1 / P_{e1}} \geq 1.00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_{story}}}}$$

- Arah Sumbu X
Kontrol Momen Terhadap Beban Gravitasi
Dari Program ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut :

$$M_1 = 2434.59 \text{ kg m}$$

$$M_2 = 5300.37 \text{ kg m}$$

$$C_m = 0.4162$$

$$P_{e1} = 15482495.8 \text{ kg}$$

$$B_1 = 0.455261 < 1.0 \text{ maka digunakan } 1.0$$

Kontrol Momen Terhadap Beban Lateral

Dari Program ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut

:

$$P_{\text{story}} = 17522723.8 \text{ kg}$$

$$P_{e_\text{story}} = 7130017796 \text{ kg}$$

$$B_2 = 1.0024 > 1.0 \text{ digunakan nilai } B_2$$

Momen Terfaktor Pada Sumbu X

$$\begin{aligned} M_{rx} &= (1.0 \times 5300.37) + (1.0024 \times 10828.21) \\ &= 16155.257 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- Arah Sumbu Y

Kontrol Momen Terhadap Beban Gravitasi

Dari Program ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut

:

$$M_1 = 2434.59 \text{ kg m}$$

$$M_2 = 5300.37 \text{ kg m}$$

$$C_m = 0.416$$

$$P_{e1} = 15482495.8 \text{ kg}$$

$$B_1 = 0.41 < 1.0 \text{ maka digunakan } 1.0$$

Kontrol Momen Terhadap Beban Lateral

Dari Program ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut

:

$$P_{\text{story}} = 17522723.8 \text{ kg}$$

$$P_{e_\text{story}} = 7130017796 \text{ kg}$$

$$B_2 = 1.0024 > 1.0 \text{ digunakan nilai } B_2$$

Momen Terfaktor Pada Sumbu Y

$$\begin{aligned} M_{ry} &= (1.0 \times 5300.37) + (1.0024 \times 5065.44) \\ &= 10378.289 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- Kuat Aksial Orde Kedua

$$P_r = (456668) + (1.0024 \times 24921.25)$$

$$= 481589.24 \text{ kg}$$
- d. Kontrol Interaksi Aksial – Momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{481589.24}{0.9 \times 1326011.2} = 0.40354 > 0.2 \text{ (OK)}$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.40354 + \frac{8}{9} \left(\frac{16155.26}{107347.5} + \frac{10378.289}{107347.5} \right) \leq 1.0$$

$$0.40354 + 0.2197 \leq 1.0$$

$$0.623 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

Hasil kontrol interaksi yaitu $0.623 \leq 1.0$, maka kolom dapat dipakai.

4.3.3. Dinding Geser Pelat Baja (SPSW)

4.3.3.1. Desain Dinding Geser Pelat Baja

Dalam perhitungan dinding geser pelat baja, perlu dihitung juga pengaruhnya terhadap balok (HBE) dan kolom (VBE). Dari hasil analisis dengan program bantu ETABS 2015 didapatkan gaya geser pada dinding geser pelat baja W4 lantai 2 adalah :

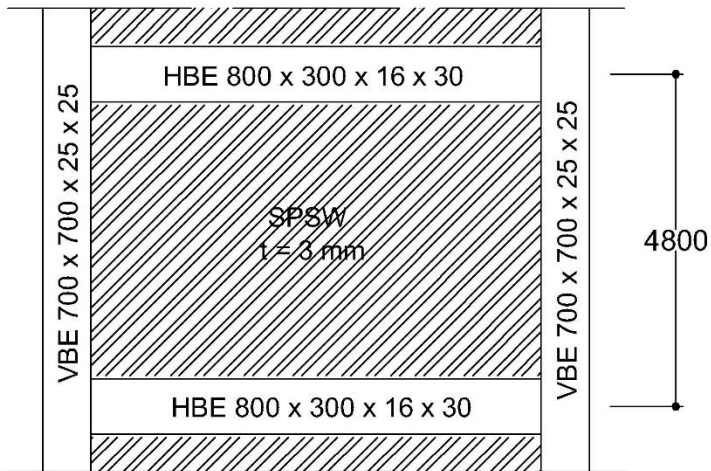
$$V_u = 70316.8 \text{ kg}$$

Menggunakan Material Baja BJ 41

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensi SPSW = 7.2 m × 4.8 m



Gambar 4.34. Struktur Dinding Geser Pelat Baja

a. Tebal Dinding Geser

Asumsi sudut Tarik SPSW 30° dari VBE

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$70316.8 = 0.9 \times 0.42 \times 2500 \times t_w \times 720 \times \sin(2 \times 30)$$

$$t_w = 0.1193 \text{ cm digunakan } 0.3 \text{ cm}$$

- b. Sudut tarik aktual sesuai ketebalan SPSW

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]}}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{0.3 \times 720}{2 \times 668}}{1 + 0.3 \times 480 \left[\frac{1}{309.8} + \frac{480^3}{360 \times 119300 \times 720} \right]}}$$

$$\alpha = 41.19^\circ \text{ memenuhi syarat } 30^\circ < \alpha < 55^\circ$$

- c. Kekuatan Geser Aktual SPSW

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.9 \times 0.42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha) \\ &= 0.9 \times 0.42 \times 2500 \times 0.3 \times 720 \times \sin(2 \times 41.19) \\ &= 202320.2 \text{ kg} > 70316.8 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

4.3.3.2. Kontrol Desain Balok (HBE)

Balok untuk dinding geser direncanakan menggunakan Profil WF 800 x 300 x 16 x 30 dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll} W = 241 \text{ kg/m} & r = 28 \text{ mm} & h_w = 808 - 2(28 + 30) \\ A = 307.6 \text{ cm}^2 & Z_x = 9287 \text{ cm}^3 & = 692 \text{ mm} \\ t_w = 16 \text{ mm} & i_y = 6.7 \text{ cm} & b_f = 302 \text{ mm} \\ t_f = 30 \text{ mm} & I_x = 339000 \text{ cm}^4 & A_w = (800 - 2(30)) \times 16 \\ d = 808 \text{ mm} & I_y = 13800 \text{ cm}^4 & = 11968 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Balok perlu dikontrol akibat adanya distribusi gaya dari SPSW

- a. Momen pada Balok Akibat SPSW

$$M_u = \frac{q_u L_h^2}{8}$$

Menentukan nilai q_u

$$\begin{aligned} q_u &= R_y f_y (t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2) \\ &= 1.5 \times 2500 (0.3 \times \cos^2 41.19 - 0.3 \times \cos^2 41.19) \\ &= 0 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Panjang beban terbagi merata q_u

$$\begin{aligned} L_h &= L - 2 \left[\frac{1}{2} \times (d_c + d_b) \right] \\ &= 720 - 2 \left[\frac{1}{2} \times (70 + 80.8) \right] \\ &= 569.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi momen pada balok akibat SPSW

$$M_u = \frac{0 \times 569.2^2}{8} = 0$$

Momen akibat SPSW tersebut perlu ditambahkan dengan momen akibat beban gravitasi

$$M_u = 0 + 31981.66 = 31981.66 \text{ kg m}$$

b. Gaya aksial pada balok (HBE)

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

$$\begin{aligned} P_{HBE(VBE)} &= \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \times (\sin^2(41.19) 0.3 \times 399.2 + \\ &\quad \sin^2(41.19) 0.3 \times 399.2) \end{aligned}$$

$$P_{HBE(VBE)} = 194796.7 \text{ kg}$$

$$P_{HBE(WEB)} = \frac{1}{2} R_y f_y [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] L_{cf}$$

$$P_{HBE(WEB)} = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \times (0) \times (720 - 70)$$

Nilai $[t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] = 0$ karena dimensi SPSW lantai 1 dan atasnya sama

$$P_{\text{HBE (WEB)}} = 0 \text{ kg}$$

Nilai P_{HBE} pada balok akibat distribusi gaya dari SPSW adalah :

$$\begin{aligned} P_{\text{HBE}} &= 194796.73 + \frac{1}{2}(0) \\ &= 194796.73 \text{ kg (tekan)} \end{aligned}$$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1 / P_{e1}} \geq 1.00$$

$$C_m = 1$$

$$KL = 1 \times 720 = 720 \text{ cm}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 20000000 \times 339000}{(720)^2} = 4108795.947 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - (1 \times \frac{194796.73}{4108795.947})} = 1.049 \geq 1.00$$

- Karena nilai $B_1 = 1.039$, maka faktor pembesaran momen digunakan dalam perhitungan berikut :

$$P_r = P_u = 194796.73 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \\ &= 1.049 \times 31981.66 \\ &= 33573.36 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- c. Gaya Geser pada Balok (HBE) akibat SPSW

Gaya geser dihitung sebagai berikut :

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok M_{pr} dihitung berdasarkan V_u balok yang telah diperlemah (*strength reduced*). Perlemahan diasumsikan 2/3 dari modulus penampang plastik balok.

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1.1 R_y f_y Z_{RBS} \\ &= 1.1 \times 1.5 \times 2500 \times (2/3 \times 9287) \\ &= 25539250 \text{ kg cm} = 255392.5 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Gaya aksial HBE pada sambungan mungkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis

$$\begin{aligned} P_y &= f_y A_g \\ &= 2500 \times 307.6 \\ &= 769000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{194796.73}{769000} = 0.253 > 0.2 \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_u (HBE)}{P_y} \right] \\ M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (255392.5) \left[1 - \frac{194796.73}{769000} \right] \end{aligned}$$

$$M_{pr}^* = 214535.9 \text{ kg m}$$

Nilai V_{ug} didapatkan dari besar gaya geser yang dihasilkan dari program ETABS 2015 akibat beban gravitasi.

$$V_{ug} = 25006.31 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{2(214535.9)}{7.2} + 25006.31$$

$$V_u = 59593.305 + 25006.31 = 84599.61 \text{ kg}$$

d. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Lentur

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2(30)} = 5.03$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{16} = 43.25$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad \text{Penampang badan kompak}$$

Mencari Besar Momen Nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 9287 = 23217500 \text{ kg cm} \\ &= 232175 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$\begin{aligned}
 33573.36 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 232175 \text{ kg m} \\
 33573.36 \text{ kg m} &\leq 208957.5 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Profil Terhadap Tekuk Lateral
 $L_b = 120 \text{ cm}$ (Direncanakan stiffner di antara balok anak sehingga L_b merupakan jarak antar balok anak dan stiffner)

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1.76 \times 6.7 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 333.52 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$L_b \leq L_p \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Perhitungan Momen Nominal

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x \\
 &= 2500 \times 9287 = 23217500 \text{ kg cm} \\
 &= 232175 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 M_U &\leq \phi M_n \\
 33573.36 \text{ kg m} &\leq 0.9 \times 232175 \text{ kg m} \\
 33573.36 \text{ kg m} &\leq 208957.5 \text{ kg m} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

- g. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{16} = 43.25$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}}$$

$$49.25 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times 119.68 \times 1 \\ &= 179520 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{lll} V_U & \leq & \phi V_n \\ 84599.62 \text{ kg} & \leq & 0.9 \times 179520 \text{ kg} \\ 84599.62 \text{ kg} & \leq & 161568 \text{ kg} \end{array} \quad \textbf{(OK)}$$

e. Kekuatan Tekan Balok (HBE)

$$L = 720 \text{ cm}$$

$$K_c = 1$$

$$\begin{aligned} f_e &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K L}{r_{min}}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 2000000}{\left(\frac{720}{6.7}\right)^2} \\ &= 1709.28 \text{ kg / cm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{1709.28} = 1.46 < 2.25$$

$$\begin{aligned} f_{cr} &= \left(0.658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) f_y \\ &= (0.658^{1.46}) 2500 \\ &= 1355.43 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= f_{cr} \times A_g \\
 &= 1355.43 \times 307.6 = 416930.32 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &> P_U \\
 0.9 \times 416930.32 &> 194796.73 \text{ kg} \\
 354390.77 \text{ kg} &> 194796.73 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

- f. Interaksi Aksial dan Lentur Balok (HBE)

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{194796.73}{354390.77} = 0.549$$

$$\frac{M_r}{M_c} = \frac{33573.36}{208957.5} = 0.16$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) = 0.549 + \frac{8}{9} (0.16) = 0.692 < 1 \text{ (OK)}$$

- g. Kontrol Momen Inersia Balok (HBE) terhadap SPSW

$$\begin{aligned}
 I_{HBE} &\geq 0.0003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h} \\
 339000 &\geq 0.0003 \frac{(0) 720^4}{480} \\
 339000 &\geq 0 \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

- h. Kontrol Ketebalan Pelat Badan Balok (HBE)

$$\begin{aligned}
 t_{w \text{ HBE}} &\geq \frac{t_w R_y f_y}{f_y \text{ HBE}} \\
 1.6 \text{ cm} &\geq \frac{0.3 \times 1.5 \times 2500}{2500} \\
 1.6 \text{ cm} &\geq 0.45 \text{ cm} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Balok 800 x 300 x 16 x 30 aman digunakan untuk balok HBE komponen SPSW.

4.3.3.3. Kontrol Desain Kolom (VBE)

Kolom pada dinding geser direncanakan menggunakan kolom komposit CFT dengan menggunakan profil HSS 700 x 700 x 25 x 25 dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 W = 517 \text{ kg/m} & Z_x = 14420 \text{ cm}^3 & b_f = 700 \text{ mm} \\
 A = 668 \text{ cm}^2 & Z_y = 14420 \text{ cm}^3 & \text{Mutu :} \\
 t_w = 25 \text{ mm} & i_y = 27.48 \text{ cm} & f_u = 4100 \text{ kg/m}^2 \\
 t_f = 25 \text{ mm} & I_x = 504700 \text{ cm}^4 & f_y = 2500 \text{ kg/m}^2 \\
 d = 700 \text{ mm} & I_y = 504700 \text{ cm}^4 & f_c' = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}$$

a. Gaya Aksial Pada Kolom (VBE)

$$P_U = 456668 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 E_m &= \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_U \\
 &= \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \times \sin(2 \times 41.19) 0.3 \times 480 \times 2 + \\
 &\quad 84599.61 \times 2 \\
 &= 704437.92 \text{ kg} \\
 P_U \text{ total} &= 456668 + 704437.92 \\
 &= 1161105.93 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Nilai P_{VBE} merupakan aksial tekan sehingga perlu dihitung kembali dengan analisis orde kedua pendekatan

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1 / P_{e1}} \geq 1.00$$

$$C_m = 1$$

$$KL = 1 \times 720 = 720 \text{ cm}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 504700}{(720)^2} = 19217551.47 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \left(1 \times \frac{1157730.153}{19217551.47}\right)} = 1.0641 \geq 1.00$$

Karena nilai $B_1 = 1.0641$ maka faktor pembesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan momen.

$$\begin{aligned} P_r &= P_U \\ &= 1161105.93 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b. Momen pada Kolom (VBE) Akibat SPSW
- Momen lentur akibat tarikan dari dinding geser (SPSW) pada sambungan

$$\begin{aligned} M_{VBE (WEB)} &= R_y f_y \sin^2 (\alpha) t_w \left(\frac{h_c^2}{12} \right) \\ &= 1.5 \times 2500 \times \sin^2 (41.19) \times 0.3 \times \left(\frac{480^2}{12} \right) \\ &= 9368981.444 \text{ kg cm} \\ &= 93689.814 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- Momen lentur pada kondisi kolom (VBE) mengalami tekan

$$M_{VBE (HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb}$$

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{1.1 R_y} + V_{ush}$$

$$= \frac{214535.9}{1.1 \times 1.5} + 84599.61 \times \left[\frac{70}{2} + \frac{80.8}{2} \right]$$

$$= 6508832.77 \text{ kg cm}$$

$$= 6508832.77 \text{ kg m}$$

$$\begin{aligned}
 P_U &= \frac{1}{2} P_{HBE (WEB)} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_U}{P_y} = \frac{0}{2500 \times 668} = 0$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_u (HBE)}{P_y} \right] \\
 &= \frac{9}{8} (255392.5) \left[1 - \frac{194796.73}{769000} \right] \\
 &= 214535.9 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pb} &= \frac{M_{pr}}{1.1 R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{214535.9}{1.1 \times 1.5} + 84599.61 \times \left[\frac{70}{2} + \frac{80.8}{2} \right] \\
 &= 6508832.77 \text{ kg cm} = 65088.32 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{VBE} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
 &= 0.5 \times (65088.32 + 65088.32) \\
 &= 65088.32 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_U &= M_{VBE (WEB)} + M_{VBE (HBE)} \\
 &= 93689.81 + 65088.32 = 158778.14 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

- Nilai $B_1 = 1.064$, faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan :

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \\ &= 1.064 \times 158778.14 \\ &= 168988.24 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- c. Gaya Geser pada Kolom (VBE) akibat SPSW

$$\begin{aligned} V_{VBE (WEB)} &= \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \\ &= \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \sin^2(41.19) 0.3 \times 480 \\ &= 117112.268 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{VBE (HBE)} &= \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\ &= \frac{0.5 \times (15877814.21 + 6508832.77)}{480} \\ &= 23319.42 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya Geser Total adalah :

$$\begin{aligned} V_U &= V_{VBE (HBE)} + V_{VBE (WEB)} \\ &= 23319.42 + 117112.268 = 140431.692 \text{ kg} \end{aligned}$$

- d. Kontrol Kekuatan Tekan Kolom Komposit (VBE)

- Pada struktur dinding geser (SPSW), inti beton menggunakan beton dengan mutu $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$\lambda = \frac{b_f}{2tf} = \frac{700}{2(25)} = 14$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 668 + 0.85 \times 300 (4225 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2747375 \text{ kg} > P_U = 1161105.93 \text{ kg}$$

e. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{700}{25} = 28$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 260 \longrightarrow k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{K v \frac{E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{5 \frac{2000000}{2500}} = 69.57$$

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K v \frac{E}{f_y}}$$

$$28 \leq 69.57 \longrightarrow \text{Maka } C_v = 1.00, \text{ sehingga :}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times 350 \times 1 \\ &= 525000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{rcl}
 V_U & \leq & \phi V_n \\
 140431.7 \text{ kg} & \leq & 0.9 \times 525000 \text{ kg} \\
 140431.7 \text{ kg} & \leq & 472500 \text{ kg} \quad \quad \quad \textbf{(OK)}
 \end{array}$$

- f. Interaksi Aksial dan Lentur Kolom (VBE)

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1161105.93}{2472637.5} = 0.469 > 0.2$$

$$\frac{M_r}{M_c} = \frac{168988.24}{324450} = 0.520$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) = 0.469 + \frac{8}{9} (0.520) = 0.932 < 1 \textbf{ (OK)}$$

4.4. Perencanaan Sambungan

4.4.1. Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan *simple connection* yang didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan besar gaya geser pada balok utama tangga adalah $V_U = 1859.75 \text{ kg}$, dan direncanakan menggunakan profil siku 40 x 40 x 4.

Menggunakan baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser)

$$\phi 8 \text{ mm} ; A_b = 0.25 \pi d^2 = 0.25 \pi 0.8^2 = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Menggunakan pelat penyambung double siku 40 x 40 x 4

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

- Sambungan pada badan balok utama tangga

Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_l \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 5000 \times 2 \times 0.503 \\ &= 1884.956 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times 5000 \\ &= 2880 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{1859.75}{1884.956} = 0.98, \text{ dipasang 2 buah}$$

Kontrol Jarak Baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak Tepi (S1)} &= 1.5d_b \text{ s/d } (4t_p+100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ s/d } 116 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak Tepi (S2)} &= 1.25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 10 \text{ s/d } 48 \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 20 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak Baut (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \text{ s/d } 60 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Sambungan pada badan balok penumpu tangga

Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_l \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 5000 \times 1 \times 0.503 \\ &= 942.47 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times 5000 \\ &= 2361.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{1859.75}{942.47} = 1.973, \text{ dipasang 2 buah}$$

Kontrol Jarak Baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak Tepi (S1)} &= 1.5d_b \text{ s/d } (4t_p+100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ s/d } 116 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak Tepi (S2)} &= 1.25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 10 \text{ s/d } 48 \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak Baut (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \text{ s/d } 60 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Kontrol Kekuatan Pelat Siku**

$$\begin{aligned} d_l &= 8 + 1.5 \text{ (menggunakan bor)} \\ &= 9.5 \text{ mm} = 0.95 \text{ cm} \end{aligned}$$

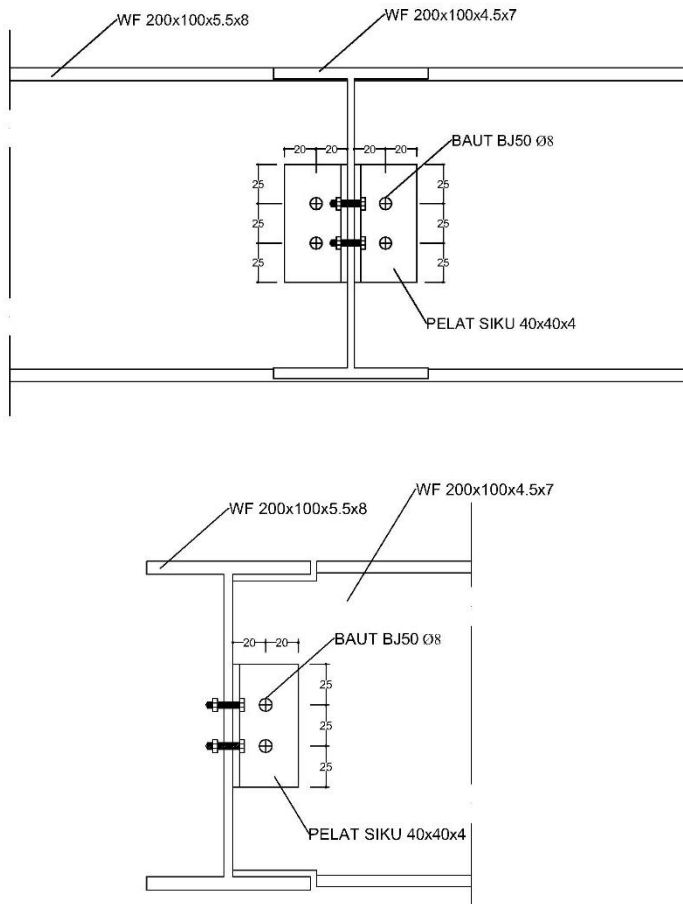
$$\begin{aligned} L &= 2 \times S1 + S \\ &= 2 \times 25 + 25 \\ &= 50 + 25 = 75 \text{ mm} = 7.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kuat Geser

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \times t_L \\ &= (L - n \times d_l) \times t_L \\ &= (7.5 - 2 \times 0.95) \times 0.4 \\ &= 2.24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat Rencana 2 siku :

$$\begin{aligned} 2 \phi V_n &= 2 \times \phi \times (0.6 \times f_u \times A_{nv}) \\ &= 2 \times 0.75 \times (0.6 \times 5000 \times 2.24) \\ &= 8265.6 \text{ kg} > 1859.75 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$



Gambar 4.35. Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

4.4.2. Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom direncanakan menggunakan sambungan baut pada web balok dan sambungan las pada kolom dan pelat sambung.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan besar gaya geser yang bekerja adalah $V_U = 2918.341$ kg dan sambungan direncanakan dengan menggunakan *single plate connection (shear tab)*.

Menggunakan baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser)

$$\varnothing 10 \text{ mm} ; A_b = 0.25 \pi d^2 = 0.25 \pi 1^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Menggunakan pelat penyambung *shear tab* 60 x 6

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

- Sambungan pada badan balok penumpu tangga

Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times r_l \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 5000 \times 1 \times 0.785 \\ &= 1472.622 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 0.6 \times 5000 \\ &= 5400 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing V_n} = \frac{2918.341}{1472.622} = 1.98, \text{ dipasang 2 buah}$$

Kontrol Jarak Baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak Tepi (S1)} &= 1.5d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 15 \text{ s/d } 124 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak Tepi (S2)} &= 1.25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12.5 \text{ s/d } 72 \text{ atau } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 30 \text{ mm} \\
 \text{Jarak Baut (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 30 \text{ s/d } 90 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Sambungan pada Badan Balok menggunakan Las

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A = 1 \times 8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{d^2}{6} = \frac{8^2}{6} = 10.67 \text{ cm}^3$$

$$P_U = 2918.341 \text{ kg}$$

$$M_U = 3795.42 \text{ kg m}$$

$$\begin{aligned}
 \phi f_n &= \phi \times 0.6 \times E_{70XX} \\
 &= 0.75 \times 0.6 \times 70.33 \times 70 \times 1 \\
 &= 2215.395 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat P_U

$$f_{vp} = \frac{2918.341}{8} = 364.79 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat M_U

$$f_{hm} = \frac{3795.42}{10.67} = 355.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_{vp}^2 + f_{hm}^2} = \sqrt{364.79^2 + 355.82^2} \\
 &= 509.59 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{509.59}{2215.395} = 0.23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.23}{0.707} = 0.325 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki las

$$t_{\text{pelat}} = 25 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff max}} = 1.41 \frac{f_u}{f_{E70XX}} t_p = 1.41 \frac{4100}{70 \times 70.33} 0.6 = 0.7 \text{ cm}$$

Dipakai $a_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$

- Kontrol Kekuatan Pelat Siku

$$\begin{aligned} d1 &= 10 + 1.5 \text{ (menggunakan bor)} \\ &= 11.5 \text{ mm} = 1.15 \text{ cm} \end{aligned}$$

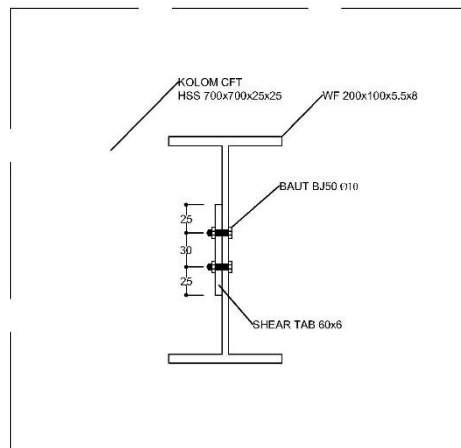
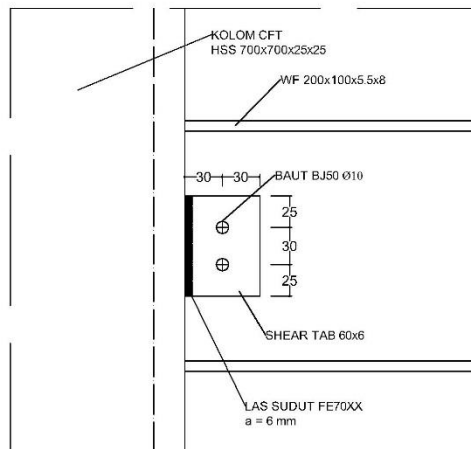
$$\begin{aligned} L &= 2 \times S1 + S \\ &= 2 \times 25 + 30 \\ &= 50 + 30 = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kuat Geser

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \times t_L \\ &= (L - n \times d1) \times t_L \\ &= (8 - 2 \times 1.15) \times 0.6 \\ &= 3.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat Rencana 2 siku :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 2 \times \phi \times (0.6 \times f_u \times A_{nv}) \\ &= 2 \times 0.75 \times (0.6 \times 5000 \times 3.42) \\ &= 7695 \text{ kg} > 2918.341 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$



Gambar 4.36. Sambungan Kolom CFT dengan Balok Penumpu Tangga

4.4.3. Sambungan Antar Kolom

Sambungan antar kolom pada dinding geser akan disambung dengan menggunakan las sudut dengan mutu F_{E90XX} dan digunakan pelat tambahan dengan tebal 50 mm.

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban gravitasi dan beban seismik akibat komponen vertikal.

- Gaya Aksial pada sambungan

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin(2\alpha) t_w h_c + \sum \left[\frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{q_u}{2} L_{cf} \right]$$

Dalam perhitungan sebelumnya didapatkan nilai E_m adalah:

$$E_m = P_{U\text{TOT}} = 1161105.93 \text{ kg}$$

- Momen pada sambungan

$$\begin{aligned} M_U &= M_{VBE(\text{WEB})} + M_{VBE(\text{HBE})} \\ &= 93689.81 + 65088.32 \\ &= 158778.14 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- Gaya geser pada sambungan

$$\begin{aligned} V_{VBE(\text{HBE})} &= \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\ &= \frac{0.5 \times (6508832 + 15877814)}{480} \\ &= 23319.42 \text{ kg} \end{aligned}$$

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{Las}} &= 1 \times (1 \times 70) \\ &= 70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$I_x = I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333.3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533.33 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 f_{U\text{ LAS}} &= \emptyset \times 0.6 \times F_{E90XX} \times t_e \\
 &= 0.75 \times 0.6 \times (90 \times 70.3) \times 1 \\
 &= 2847.15 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat P_U

$$f_v = \frac{P_U}{A} + \frac{M_U}{S_X} = \frac{1161105.93}{280} + \frac{158778.14}{6533.33} = 4171.109 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Akibat V_U

$$f_h = \frac{V_U}{A} + \frac{M_U}{S_X} = \frac{23319.42}{280} + \frac{158778.14}{6533.33} = 107.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{4171.109^2 + 107.58^2} \\
 &= 4172.496 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u\text{ las}}} = \frac{4172.496}{2847.15} = 1.465 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{1.465}{0.707} = 2.07 \text{ cm}$$

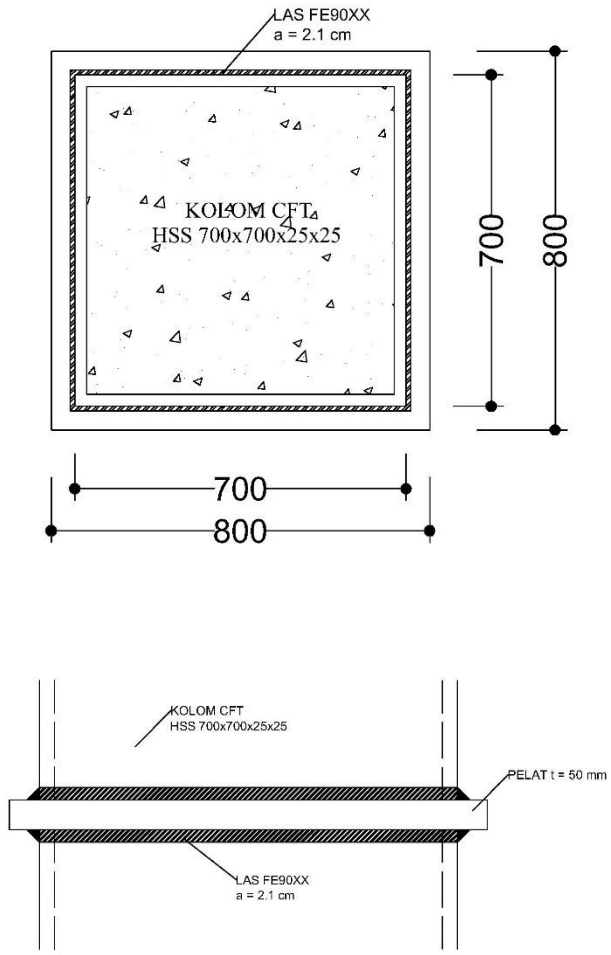
Syarat-syarat tebal kaki las :

$$t_{\text{pelat}} = 50 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\text{eff max}} &= \frac{0.6 \times f_u \times t}{2 \times 0.707 \times 0.6 \times f_{E90XX}} = \frac{0.6 \times 4100 \times 5}{2 \times 0.707 \times 0.6 \times (90 \times 70.3)} \\
 &= 2.3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Digunakan Las dengan tebal 2.1 cm



Gambar 4.37. Sambungan Kolom dengan Kolom

4.4.4. Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Profil balok induk menggunakan WF 500 x 200 x 10 x 16 akan disambungkan dengan kolom CFT profil HSS 700 x 700 x 25 x 25 dengan menggunakan sambungan penahan momen. Sambungan ini akan direncanakan menggunakan *diaphragm plate*. Untuk sambungan pada web balok akan menggunakan *single plate* 70 x 16 dengan mutu BJ 41.

Sambungan ini akan menerima beban geser dan momen yang didapat dari program ETABS 2015 sebesar :

$$M_U = 24579.22 \text{ kg m}$$

$$V_U = 16846.29 \text{ kg (Menentukan)}$$

Cek juga besar V_U akibat kapasitas penampang balok

$$V_{U \ 1.2D+0.5L} = 11310.67 \text{ kg}$$

$$M_n = 1.1 R_y f_y Z$$

$$= 1.1 \times 1.5 \times 2500 \times 2096$$

$$= 8646000 \text{ kg cm}$$

$$= 86460 \text{ kg m}$$

$$2 \times M_U / L = 2 \times 86460 / 7.2$$

$$= 24016.67 \text{ kg}$$

$$V_U \text{ akibat Kapasitas Penampang} = V_{U \ 1.2D+0.5L} + 2 \times M_U / L$$

$$= 11310.67 + 24016.67$$

$$= 35327.34 \text{ kg}$$

Sesuai SNI 1729 digunakan gaya geser dari ETABS 2015.

- Sambungan Geser pada Badan Balok
Menggunakan baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser)
 $\varnothing 16 \text{ mm}$; $A_b = 0.25 \pi d^2 = 0.25 \pi 1.6^2 = 2.01 \text{ cm}^2$
HTB A325 ; $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

Kuat Geser Baut

$$\varnothing V_n = \varnothing \times r_l \times f_u \times m \times A_b$$

$$= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 2.01$$

$$= 6218.43 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 1.6 \times 4100 \\ &= 18892.8 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{16846.29}{6218.43} = 2.709, \text{ dipasang 3 buah}$$

Kontrol Jarak Baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak Tepi (S1)} &= 1.5d_b \text{ s/d } (4t_p+100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \text{ s/d } 164 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 40 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak Tepi (S2)} &= 1.25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 20 \text{ s/d } 192 \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 35 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak Baut (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 48 \text{ s/d } 240 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 80 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Sambungan Geser pada Kolom
Direncanakan dengan *single plate* dengan las sudut. Tebal pelat 16 mm dengan panjang 240 mm

$$A = 1.6 \times 24 = 38.4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{d^2}{6} = \frac{24^2}{6} = 96 \text{ cm}^3$$

$$V_U = 16846.29 \text{ kg}$$

$$M_U = 24579.22 \text{ kg m}$$

$$\begin{aligned}\phi f_n &= \phi \times 0.6 \times E_{100XX} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 70.33 \times 100 \times 1.6 \\ &= 5063.76 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Akibat V_U

$$f_{vp} = \frac{16846.29}{38.4} = 438.7 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat M_U

$$f_{hm} = \frac{24579.22}{96} = 256.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_{vp}^2 + f_{hm}^2} = \sqrt{438.7^2 + 256.03^2} \\ &= 507.94 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{507.94}{5063.76} = 0.1003 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.1003}{0.707} = 0.1418 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki las

$$t_{pelat} = 16 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a_{eff \max} &= 1.41 \frac{fu}{f_{E100XX}} t_p = 1.41 \frac{4100}{100 \times 70.33} 1.6 \\ &= 1.31 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipakai $a_{min} = 6 \text{ mm}$

- Kontrol Pelat Penyambung
 $d1 = 16 + 1.5$ (menggunakan bor)
 $= 17.5 \text{ mm} = 1.75 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 L &= 2 \times S1 + 2 \times S \\
 &= 2 \times 40 + 2 \times 80 \\
 &= 80 + 160 = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_L \\
 &= (L - n \times d1) \times t_L \\
 &= (24 - 3 \times 1.75) \times 1.6 \\
 &= 30 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat Rencana pelat penyambung :

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times (0.6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 0.75 \times (0.6 \times 4100 \times 30) \\
 &= 55350 \text{ kg} > 16963.1 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan Kolom Direncanakan dengan menggunakan sambungan las tumpul penetrasi penuh dengan tebal 1.6 cm dan tebal *diaphragm plate* adalah 16 mm dengan mutu BJ 41. Akibat gaya M_U , *diaphragm plate* akan menerima gaya Tarik sebesar :

$$T = \frac{M_u d_{max}}{\sum d^2} = \frac{2457922 \times 50}{50^2} = 49158.44 \text{ kg}$$

Kekuatan Rencana Las Tumpul Penetrasi Penuh

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.9 \times t_e \times f_y \\
 &= 0.9 \times 1.6 \times 2500 \\
 &= 3600 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Luas Las Tumpul

$$\begin{aligned}
 A_{Las} &= 1.6 \times 70 \\
 &= 112 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi akibat beban Tarik

$$f_{\text{total}} = \frac{49158.44}{112} = 438.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} < \phi R_n$$

$$438.91 \text{ kg/cm}^2 < 3600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan sayap balok
Menggunakan baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser)
 ϕ 16 mm ; $A_b = 0.25 \pi d^2 = 0.25 \pi 1.6^2 = 2.01 \text{ cm}^2$
HTB A325 ; $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

Kuat Geser Baut

$$\phi V_n = \phi \times r_l \times f_u \times m \times A_b$$

$$= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 2.01$$

$$= 6218.43 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\phi V_n = \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$$

$$= 0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 1.6 \times 4100$$

$$= 18892.8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{T}{\phi V_n} = \frac{49158.44}{6218.43} = 7.90, \text{ dipasang 8 buah, 4 buah 2 sisi}$$

Kontrol Jarak Baut

$$\text{Jarak Tepi (S1)} = 1.5d_b \text{ s/d } (4t_p+100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 24 \text{ s/d } 164 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Tepi (S2)} = 1.25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 20 \text{ s/d } 192 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Baut (S)} = 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 48 \text{ s/d } 240 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 60 \text{ mm}$$

- Kekuatan *diaphragm plate*
Dipakai baut Ø 16 mm, BJ 41 dengan $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ dan $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} A_g &= w \cdot t_w \\ &= 24 \times 1.6 \\ &= 38.4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

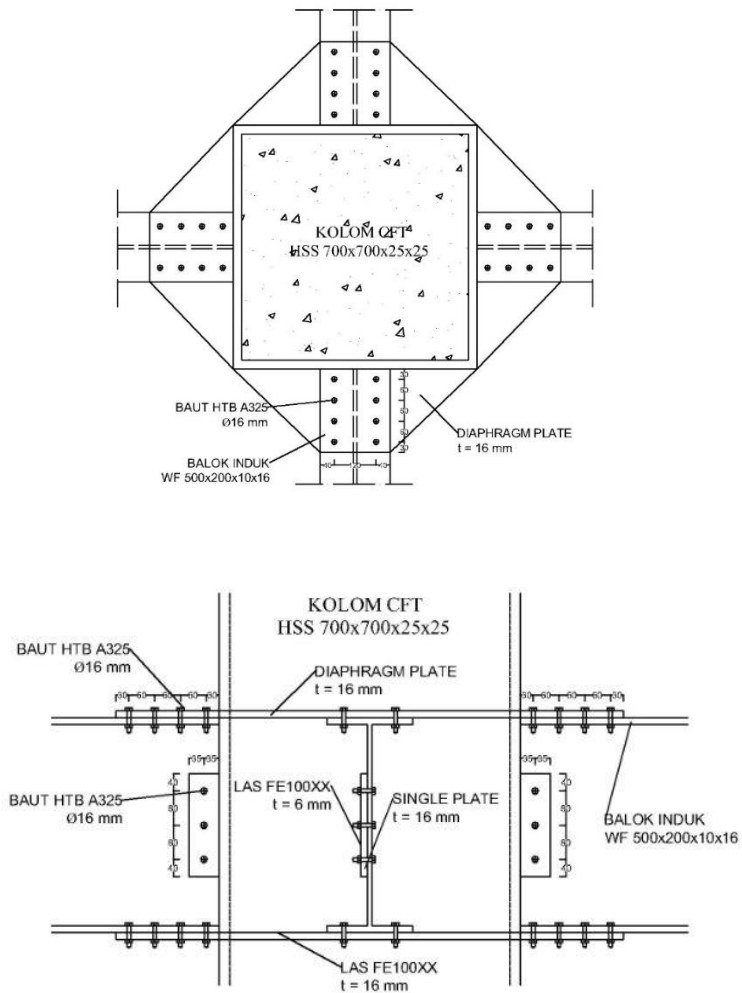
$$\begin{aligned} A_n &= A_g - A_{\text{perlemahan}} \\ &= 38.4 - (2 \times 1.75 \times 1.6) \\ &= 32.8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Terhadap Leleh

$$\begin{aligned} T &< 0.9 A_g f_y \\ 49158.44 \text{ kg} &< 0.9 \times 38.4 \times 2500 \\ 49158.44 \text{ kg} &< 86400 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

Terhadap Patah

$$\begin{aligned} T &< 0.75 A_n f_u \\ 49158.44 \text{ kg} &< 0.75 \times 32.8 \times 4100 \\ 49158.44 \text{ kg} &< 100860 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$



Gambar 4.38. Sambungan Balok Induk dengan Kolom

4.4.5. Sambungan Dinding Geser (SPSW)

Sambungan dinding geser direncanakan dengan menggunakan las F_{E100XX} . Pengelasan dilakukan pada elemen balok (HBE) dan kolom (VBE). Tipe las yang digunakan yaitu las sudut dan las tumpul penetrasi penuh.

- Sambungan las sudut pada balok (HBE)

Digunakan las dengan mutu F_{E100XX}

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{E100XX} [1 + 0.5 \cos^{1.5} \alpha]} \\
 &= \frac{1.5 \times 2500 \times \cos(41.19) 0.3 \sqrt{2}}{\phi 0.6 \times 100 \times 70.33 [1 + 0.5 \cos^{1.5} 41.19]} \\
 &= 0.28 \text{ cm} \\
 &= 2.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

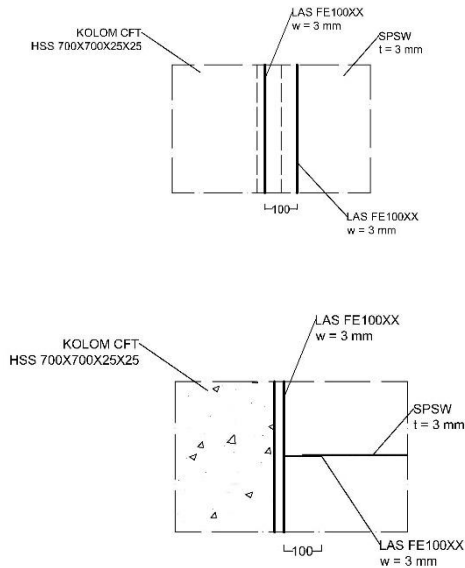
Ketebalan las minimum untuk kondisi di pelat tertipis $t = 3$ mm yaitu $w = 3$ mm. Jadi digunakan las dengan tebal minimum $w = 3$ mm

- Sambungan Las Sudut pada Kolom (VBE)

Digunakan las sudut dengan mutu F_{E100XX}

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{E100XX} [1 + 0.5 \sin^{1.5} \alpha]} \\
 &= \frac{1.5 \times 2500 \times \sin(41.19) 0.3 \sqrt{2}}{\phi 0.6 \times 100 \times 70.33 [1 + 0.5 \sin^{1.5} 41.19]} \\
 &= 0.26 \text{ cm} \\
 &= 2.6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ketebalan las minimum untuk kondisi di pelat tertipis $t = 3$ mm yaitu $w = 3$ mm. Jadi digunakan las dengan tebal minimum $w = 3$ mm



Gambar 4.39. Sambungan Dinding Geser

4.4.6. Sambungan Balok (HBE) dan Kolom (VBE) pada Dinding Geser Pelat Baja (SPSW)

Sambungan menghubungkan antara balok (HBE) profil WF 800 x 300 x 16 x 30 dengan kolom (VBE) komposit CFT profil HSS 700 x 700 x 25 x 25 dengan mutu inti beton $f'_c = 30$ MPa pada dinding geser pelat baja.

- Gaya Geser yang Bekerja pada Sambungan
 $V_U = 25006.31$ kg (Hasil ETABS 2015)
 Gaya geser kapasitas penampang :

$$\begin{aligned}
 V_U &= \frac{2[1.1R_y(f_y Z_x)]}{L} \\
 &= \frac{2[1.1 \times 1.5 \times (2500 \times 9287)]}{720} \\
 &= 106413.54 \text{ kg (Menentukan)}
 \end{aligned}$$

- Gaya Aksial yang Bekerja pada Sambungan

$$P_{HBE (VBE)} = 194796.73 \text{ kg}$$

$$N_{coll} = 70316.8 \text{ kg (Gaya Geser SPSW)}$$

Gaya aksial yang diterima sambungan:

$$N_U = P_{HBE (VBE)} + N_{coll}$$

$$= 194796.73 + 70316.8$$

$$= 265113.53 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$N_U = N_{coll} - P_{HBE (VBE)}$$

$$= 70316.8 - 194796.73$$

$$= -124479.93 \text{ kg}$$

Kedua gaya aksial bersifat Tarik dan tekan sehingga dipilih yang menentukan.

- Kontrol Leleh pada Pelat Sambung

Mutu Baja pelat sambung = BJ 41

Diameter Baut = 30 mm ; A = 7.07 cm²

Ketebalan Pelat Sambung = 30 mm

Panjang Pelat Sambung = 600 mm

Kontrol Panjang Tekuk $Kl / r \leq 25$, $f_{cr} = f_y$

$$\phi_y V_n = 1.00 (0.6) f_y t L$$

$$= 1 \times 0.6 \times 2500 \times 3 \times 60$$

$$= 270000 \text{ kg}$$

$$\phi_c N_n = 0.9 f_y t L$$

$$= 0.9 \times 2500 \times 3 \times 70$$

$$= 40500 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi_c N_n}\right)^2 \leq 1.00$$

$$\left(\frac{106413.54}{270000}\right)^2 + \left(\frac{265113.53}{405000}\right)^2 \leq 1.00$$

$$0.155 + 0.428 = 0.583 \leq 1.00 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Patah pada Pelat Sambung

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_g - n(d_b + 1.5 \text{ mm}) t \\ &= (3 \times 60) - 7(3 + 0.15) 3 \\ &= 113.85 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_y V_n &= 0.75 (0.6) f_U A_{nv} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 113.85 \\ &= 210053.25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi_c N_n}\right)^2 \leq 1.00$$

$$\left(\frac{106413.54}{210053.25}\right)^2 + \left(\frac{265113.53}{40500}\right)^2 \leq 1.00$$

$$0.256 + 0.428 = 0.685 \leq 1.00 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser Baut

$$\begin{aligned} \sqrt{V_u^2 + N_u^2} &= \sqrt{106413.54^2 + 265113.53^2} \\ &= 285672.93 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi n f_u A_b \\
 &= 0.75 \times 7 \times 8250 \times 7.07 \\
 &= 306158.02 \text{ kg} > 285672.9 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Tumpu Baut
Untuk komponen vertikal, baut bagian bawah

$$\begin{aligned}
 1.2 l_c &= 1.2 \times (6 - 1.65) \\
 &= 5.22 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2.4 d_b &= 2.4 \times 3 \\
 &= 7.2 \text{ cm} > 5.22 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 1.2 L_c t f_u \\
 &= 0.75 \times 5.22 \times 3 \times 4100 \\
 &= 48154.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal baut sisanya

$$\begin{aligned}
 1.2 l_c &= 1.2 \times (8 - 3.3) \\
 &= 5.64 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2.4 d_b &= 2.4 \times 3 \\
 &= 7.2 \text{ cm} > 5.64 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 1.2 L_c t f_u \\
 &= 0.75 \times 5.64 \times 3 \times 4100 \\
 &= 52029 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk Kelompok Baut Vertikal

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nv} &= 48154.5 + (7 \times 52029) \\
 &= 412357.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk Kelompok Baut horizontal, semua baut $2.4 d_b > 1.2 L_c$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nh} &= 7 \times 48154.5 \text{ kg} \\
 &= 337081.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{106413.54}{\emptyset R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{265113.53}{\emptyset R_{nh}}\right)^2 \leq 1.00$$

$$\left(\frac{106413.54}{412357.5}\right)^2 + \left(\frac{265113.53}{337081.5}\right)^2 \leq 1.00$$

$$0.066 + 0.618 = 0.685 \leq 1.00 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Ukuran Las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari pelat sambung dengan ketebalan las $w = 10$ mm dan mutu las

F_{E80XX}

$$\begin{aligned} A_{we} &= 2 \times (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 1) \times 59 \\ &= 83.426 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0.6 F_{E80XX} (1 + 0.5 \sin^{1.5}\theta) \\ &= 0.6 \times (80 \times 70.33) \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0) \\ &= 3375.84 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_{nv} &= 0.75 \times F_{nw} \times A_{we} \\ &= 0.75 \times 3375.84 \times 83.426 \\ &= 211224.62 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk komponen horizontal

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0.6 F_{E80XX} (1 + 0.5 \sin^{1.5}\theta) \\ &= 0.6 \times (80 \times 70.33) \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 90) \\ &= 5063.76 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_{nh} &= 0.75 \times F_{nw} \times A_{we} \\
 &= 0.75 \times 5063.76 \times 83.426 \\
 &= 316836.93 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\emptyset R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\emptyset R_{nh}}\right)^2 \leq 1.00$$

$$\left(\frac{106413.54}{211224.62}\right)^2 + \left(\frac{265113.53}{316836.93}\right)^2 \leq 1.00$$

$$0.253 + 0.7001 = 0.95 \leq 1.00 \text{ (OK)}$$

Kontrol sambungan HBE dan VBE terhadap momen

- Momen yang bekerja pada sambungan

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1.1 R_y Z_b \left(f_{yb} - \frac{P_{HBE}}{A_g} \right) \\
 &= 1.1 \times 1.5 \times 9287 \left(2500 - \frac{194796.7}{307.6} \right) \\
 &= 28604787 \text{ kg cm} \\
 &= 286047.87 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

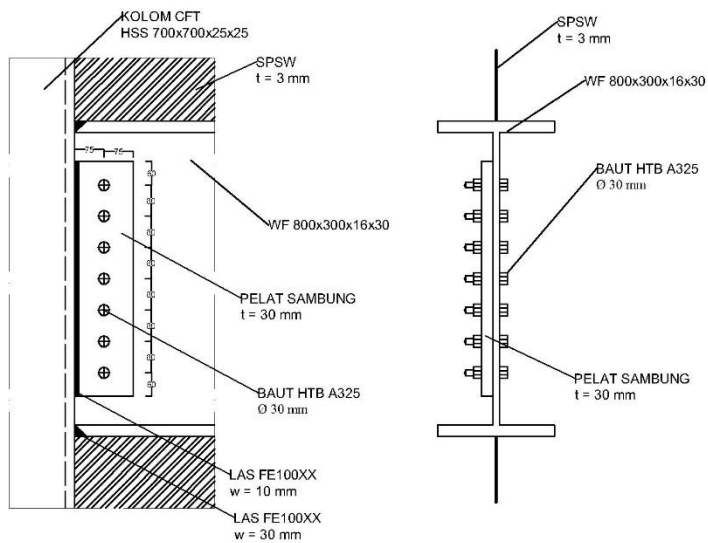
Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$\begin{aligned}
 T_U &= \frac{M_U d_{max}}{\sum d^2} \\
 &= \frac{28604787 \times 80}{80^2} \\
 &= 317830.97 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Ukuran Las
Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{E100XX}

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\
 &= (0.707 \times 3) \times 30.2 \\
 &= 64.0542 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0.75 \times (100 \times 70.33) \times 64.0542 \\
 &= 337869.89 \text{ kg} > 317831 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.40. Sambungan HBE dan VBE pada Dinding Geser

4.4.7. Sambungan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* pada gedung PENS direncanakan dengan ukuran :

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis ETABS 2015 didapatkan gaya yang bekerja pada kolom CFT HSS 700 x 700 x 25 x 25 lantai dasar adalah :

$$P_U = 1161105.93 \text{ kg (Gaya Aksial VBE)}$$

$$M_U = 168988.24 \text{ kg m (Momen VBE)}$$

$$V_U = 140431.692 \text{ kg (Gaya Geser VBE)}$$

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil HSS sehingga didapat :

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{Las}} &= 4 \times (1 \times 70) \\ &= 280 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$I_X = I_Y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333.33 \text{ cm}^4$$

$$S_X = S_Y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533.33 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \phi f_n &= \phi \times 0.6 \times E_{90XX} \times t_e \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 70.33 \times 90 \times 1 \\ &= 2848.365 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_U

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{P_U}{A} + \frac{M_U}{S} = \frac{1161105.93}{280} + \frac{168988.24}{6533.33} \\ &= 4146.80 + 2586.55 = 6733.35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_U

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{V_U}{A} - \frac{M_U}{S} = \frac{140431.692}{280} + \frac{16898824}{6533.33} \\ &= 501.54 + 2586.55 \\ &= 3088.09 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{6733.35^2 + 3088.09^2} \\ &= 7407.71 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{7407.71}{2848.365} = 2.6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{2.6}{0.707} = 3.67 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki las

Tebal maksimum = $t_{pelat} = 6.5 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} a_{eff \max} &= 1.41 \frac{f_u}{f_{E90XX}} t_p = 1.41 \frac{4100}{90 \times 70.33} 6.5 \\ &= 5.93 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipakai las dengan $a = 3.7 \text{ cm}$

Perhitungan *Base Plate*

Cek Eksentrisitas Gaya

$$e = \frac{M_U}{P_U} = \frac{16898824}{1161105.93} = 14.55 \text{ cm} < \frac{N}{6} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

Termasuk dalam kategori baseplate yang memikul gaya aksial, gaya geser, dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang *baseplate*, namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan *baseplate* terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi.

Direncanakan diameter baut : 30 mm = 3 cm

Direncanakan Dimensi Beton 110 x 110 cm ($A_2 = 12100 \text{ cm}^2$)

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110}{100 \times 100}} = 1.1$$

Perencanaan Tebal *Base Plate* menggunakan Arah Dominan dengan Momen terbesar (Sumbu X)

Akibat Beban P_U

$$f_{pa} = \frac{P_U}{B N} = \frac{1161105.93}{100 \times 100} = 116.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Akibat Beban M_{UX}

$$f_{pb} = \frac{6 M_{UX}}{B N^2} = \frac{6 \times 16898824}{100 \times 100^2} = 101.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tekanan Maksimal

$$\begin{aligned} f_{p \text{ max}} &= f_{pa} + f_{pb} \\ &= 116.11 + 101.39 \\ &= 217.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$\begin{aligned} f_{p \text{ avail}} &= \phi 0.85 f'_c \\ &= 0.9 \times 0.85 \times 30 \end{aligned}$$

$$= 22.95 \text{ MPa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 229.5 \text{ kg/cm}^2 > f_{p \text{ max}} = 217.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{(N - 0.95 \times D)}{2} = \frac{(100 - 0.95 \times 70)}{2} = 16.75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_p (\text{max}) - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$= \left(217.5 - 2 \times 101.39 \times \frac{16.75}{100} \right) \times \left(\frac{16.75^2}{2} \right) + \left(2 \times 101.39 \times \frac{16.75}{100} \right) \times \left(\frac{16.75^2}{3} \right)$$

$$= 28922.92 \text{ kg cm} / \text{cm}$$

Menentukan tebal base plate :

$$f_y = 2500 \text{ cm/kg}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 28922.92}{0.9 \times 2500}} = 7.17 \text{ cm}$$

Digunakan tebal base plate 8 cm

- Perencanaan Pelat Pengaku
Dimensi pelat pengaku menurut SNI 1729-2015
Tebal pelat pengaku minimum (t_s)
 $t_s < 0.5 t_f = 0.5 \times 2.5 = 1.25 \text{ cm}$
Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 1.5 \text{ cm}$
- Perhitungan Baut Angkur
Karena $e = 12.17 < 1/6 N = 16.67 \text{ cm}$ maka tidak terjadi gaya Tarik, jadi dipasang angkur praktis.
Dipakai baut angkur A325 Ø 30 mm ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 $A = 7.06 \text{ cm}^2$

Kuat Geser Baut

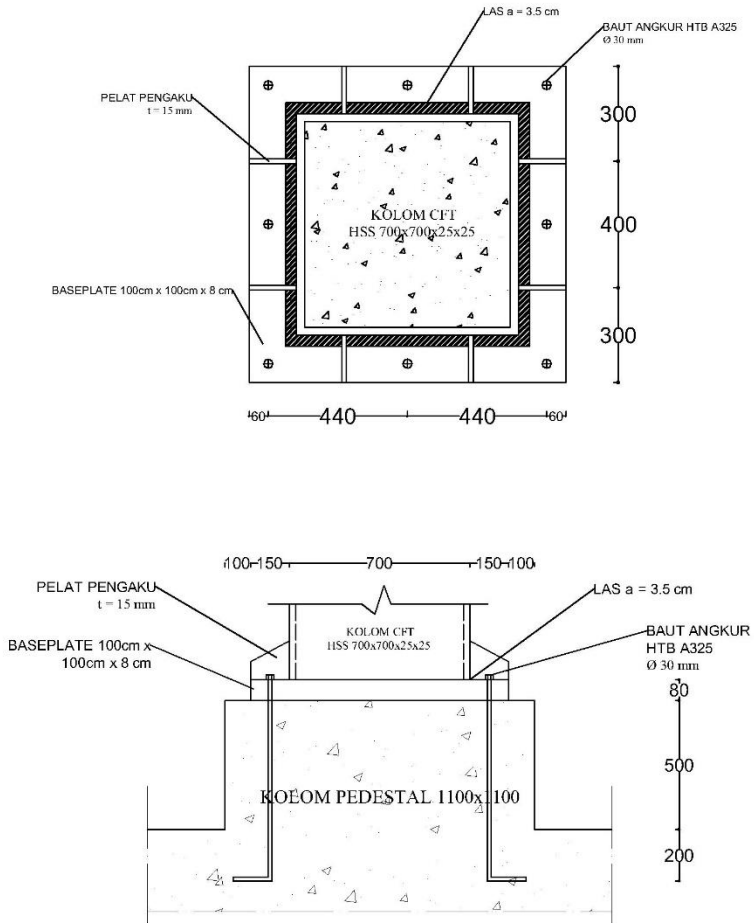
$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times r_l \times f_u \times m \times A_b \\
 &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 7.06 \\
 &= 21841.875 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 3 \times 7 \times 4100 \\
 &= 154980 \text{ kg} \\
 n &= \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{140431.692}{21841.875} = 6.42, \text{ dipasang 8 buah,}
 \end{aligned}$$

Kontrol Jarak Baut

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak Tepi (S1)} &= 1.5d_b \text{ s/d } (4t_p+100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 45 \text{ s/d } 380 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 60 \text{ mm} \\
 \text{Jarak Tepi (S2)} &= 1.25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\
 &= 37.5 \text{ s/d } 840 \text{ atau } 150 \text{ mm} \\
 &= 60 \text{ mm} \\
 \text{Jarak Baut (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 90 \text{ s/d } 1050 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 440 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.41. Sambungan Kolom dengan Base Plate

4.4.8. Sambungan Dinding Geser (SPSW) dan Sloof

Sambungan antar dinding geser dengan sloof direncanakan menggunakan profil T 400 x 300 x 14 x 26 yang berhubungan langsung dengan sloof memanjang dengan penambahan angkur dan *grouting* agar tidak terjadi rembesan air yang menyebabkan korosi. Direncanakan angkur dengan diameter $d = 3$ cm dan jarak $s = 50$ cm.

- Gaya Geser yang Bekerja pada Angkur

$$\begin{aligned} V_U &= \frac{1}{2} f_y \sin(2\alpha) t_w s \\ &= \frac{1}{2} \times 2500 \times \sin(2 \times 41.19) 0.3 \times 50 \\ &= 18584.42 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Tarikan yang Bekerja pada Angkur

$$\begin{aligned} T_U &= f_y \cos^2(\alpha) t_w s \\ &= 2500 \times \cos^2(41.19) 0.3 \times 50 \\ &= 21236.29 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perhitungan Baut Angkur

Dipakai baut angkur $d = 30$ mm dengan $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 f_{ub} (0.5 A_b) \\ &= 0.75 \times 8250 \times 0.5 \times 7.06 \times 8 \\ &= 174947.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

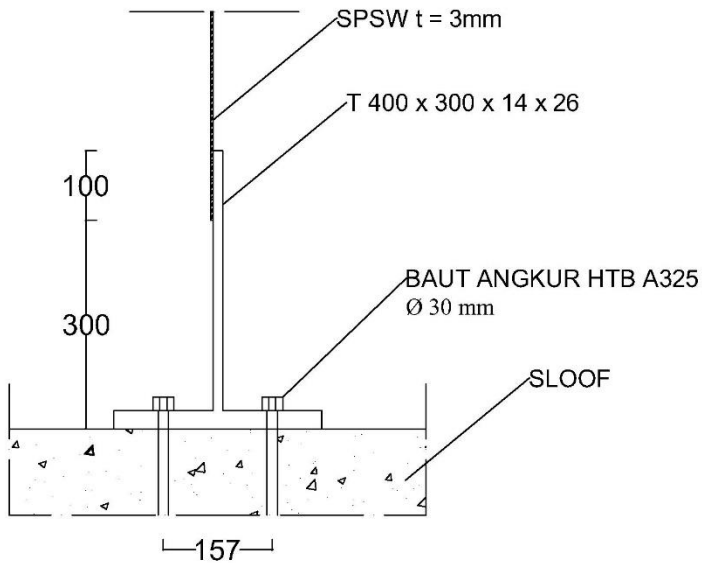
$$\begin{aligned} \frac{2T_U + C_V V_U}{n} &= \frac{2 \times 21236.29 + 1.25 \times 18584.42}{8} \\ &= 8212.89 \text{ kg} < 174947.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

Panjang Baut angkur yang ditanam kedalam pondasi diperhitungkan sebagai berikut :

$$L \geq \frac{2V_u + \left(4V_u^2 + 6df'c(M_u + V_u \times (5cm))\right)^{0.5}}{df'c}$$

$$L \geq \frac{2(18584.42) + \left(4(18584.42)^2 + 6 \times 50 \times 300(0 + 18584.42 \times (5cm))\right)^{0.5}}{50 \times 300}$$

$L \geq 9.05$ cm diambil $L = 45$ cm



Gambar 4.42. Sambungan Sloof dan Dinding Geser

4.5. Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1. Umum

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian dasar atau konstruksi yang berfungsi menopang bangunan yang ada di atasnya dan bertugas untuk menyalurkan beban yang terjadi pada struktur ke lapisan tanah.

Secara umum terdapat dua macam pondasi yaitu Pondasi Dangkal (*Shallow Foundations*) dan Pondasi Dalam (*Deep Foundations*). Yang termasuk dalam pondasi dangkal ialah pondasi memanjang, pondasi tapak, pondasi raft, dan pondasi rollag bata. Sedangkan yang termasuk dalam pondasi dalam ialah pondasi tiang pancang (*pile*), pondasi dinding diafragma, pondasi crucuk, dan pondasi caissons.

4.5.2. Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi.

Data tanah yang digunakan dalam laporan tugas akhir ini merupakan data tanah yang diambil dari tanah di wilayah gedung PENS. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

4.5.3. Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.

Pondasi pada gedung perkantoran ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 500 mm
- Tebal tiang : 90 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1159 cm²
- Berat : 290 kg/m
- *Bending moment crack* : 10.5 tm
- *Bending momen ultimate* : 15.75 tm
- *Allowable axial load* : 185.3 tm

4.5.4. Daya Dukung Tanah

4.5.4.1. Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 14 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$

$$\begin{aligned}
 &= (N_p \cdot K) \cdot A_p \\
 &= (30.67 \times 25) \cdot 0.19625 \\
 &= 150.53 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{25 + 22 + 45}{3} \right) = 30.67$$

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 0.5^2 = 0.19625 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$- Q_s = q_s \cdot A_s$$

$$= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

$$= \left(\frac{9}{3} + 1 \right) \cdot 21.99 = 87.69 \text{ ton}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

= Mulai dari kedalaman 2 m:

$$= (1+3+3+7+8+16+25) = 63$$

$$N_s = (63 / 7) = 9$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \times 0.5 \times 14 = 21.99 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin\ 1\ tiang} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{150.53 + 87.96}{3} = 79.49\ ton$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

N' = harga SPT di lapangan

N = harga SPT setelah dikoreksi = $15 + [(N' - 15)/2]$

4.5.4.2. Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L\ (group)} = Q_{L\ (1\ tiang)} \times n \times C_e$$

n = jumlah tiang dalam group

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

4.5.4.3. Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

dimana :

P_v = beban vertikal ekivalen

V = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

4.5.5. Perhitungan Pondasi Kolom

4.5.5.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\overline{P}_{\text{Itp}} = 185.30 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\overline{P}_{\text{tiang}} = 79.49 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 79.49 ton.

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 2.5D$ dengan S = jarak antar tiang

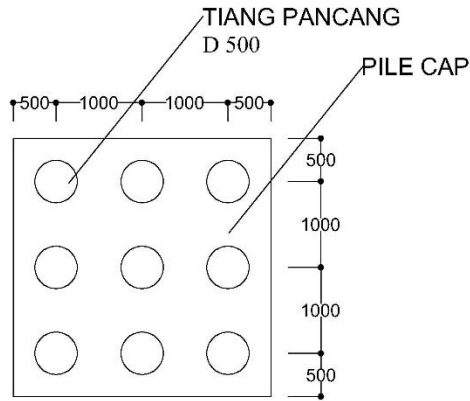
$100 \leq S \leq 125$ dipakai S = 100 cm

$1D \leq S \leq 1.5D$ dengan S = jarak tepi

$50 \leq S \leq 75$ dipakai S = 50 cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 9 tiang pancang.

Jarak dari as ke as tiang adalah 1.25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 4.43 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 50$ cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1000} \right) \left[\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right]$$

$$= 0.61$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 14 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 79.49 \text{ kg} \times 0.61 = 48.49 \text{ ton.}$$

Jadi diambil P beban tetap = 48.49 ton (dari daya dukung tanah).

4.5.5.2. Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 4.13 Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Kolom

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P	339367.56	3752253.08	35003.55
Mx	-109.82	-11006.09	-18347.48
My	-2178.21	-21322.65	-13244.57
Hx	-1782.1	-8307.42	-5531.33
Hy	37.79	3600.68	5970.81

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 6 (1)^2 = 6 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 6 (1)^2 = 6 \text{ m}^2$$

Beban Tetap:

$$\begin{aligned} P_{D+L} &= \frac{339367.56}{9} \pm \frac{2178.21 \times 1}{6} \pm \frac{3880.82 \times 1.25}{6} \\ &= 38088.845 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

Beban sementara:

$$\begin{aligned} P_{D+L+EX} &= \frac{3752253.08}{9} \pm \frac{21322.65 \times 1}{6} \pm \frac{11006.09 \times 1}{6} \\ &= 422305.13 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{D+L+EY} &= \frac{353003.55}{9} \pm \frac{13244.57 \times 1}{6} \pm \frac{18347.48 \times 1}{6} \\ &= 44487.95 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 38088.845 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 48494.84 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 44487.95 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1.5 \times 48494.84 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 44487.95 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 72742.26 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

4.5.5.3. Perhitungan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

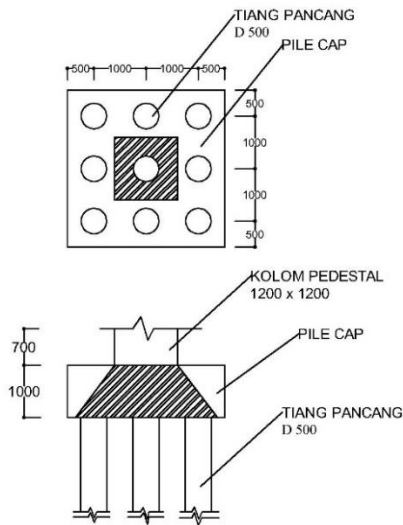
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang) = 79.49 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 3 x 3 x 1 m
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 22 mm
- Selimut beton = 70 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 40 (kolom interior)
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} \times 22 = 919 \text{ mm}$
- $d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2} \times (22) = 897 \text{ mm}$

4.5.5.4. Kontrol Geser Pons

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 4.44 Geser Ponds Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0.083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0.333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $1200/1200 = 1$

Tebal efektif balok poer :

$$\text{Arah x (dx)} = 1000 - 70 - (1/2 \cdot 22) = 919 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 (1200 + 919) + 2 (1200 + 919) = 8476 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{30} \times 8476 \times 919 \\ &= 21758916.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 919}{8476} \right) 1. \sqrt{30} \times 8476 \times 919 \\ &= 15357825.7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{30} \times 8476 \times 919 \\ &= 14207292.5 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 14207292.5 N = 1448246 Kg

$$\emptyset V_c = 0.6 \times 1448246 \text{ Kg} > P_u - P_{\text{mak}} \text{ kg}$$

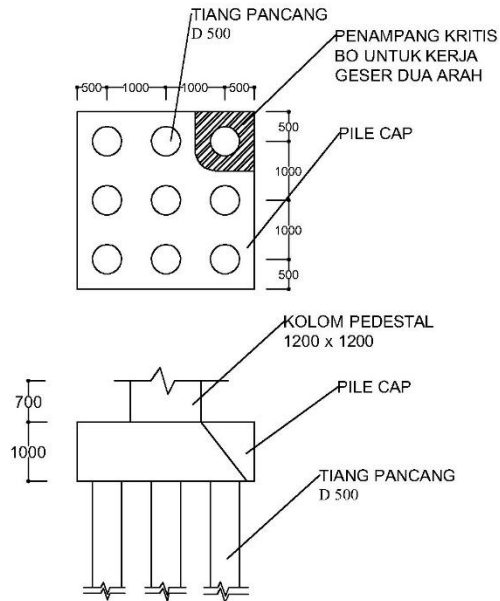
$$\begin{aligned} \emptyset V_c &= 868947.55 \text{ kg} > 339367.56 - (79.49 \times 1000) \\ &= 868947.55 \text{ kg} > 259867.8 \text{ kg} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. Akibat Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $1200/1200 = 1$

$$\begin{aligned} b_o &= (0.25 \times \pi \times (500 + 919)) + (2 \times 500) \\ &= 2114.47 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.45 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 2114.47 \times 919 \\
 &= 5428125.69 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0.083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0.083 \times \left(\frac{40 \times 919}{2114.47} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 2114.47 \times 919 \\
 &= 15357825.7 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0.333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0.333 \times 1 \times \sqrt{30} \times 2114.47 \times 919 \\
 &= 3544246.77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 3544247 N = 361289.2 Kg

$$\phi V_c = 0.6 \times 361289.2 \text{ Kg} > P_{\text{mak}}$$

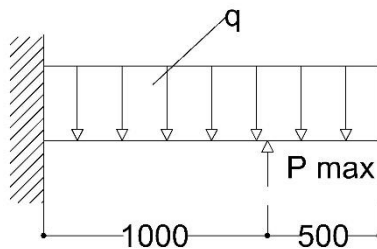
$$\phi V_c = 216773.503 \text{ kg} > (79.49 \times 1000)$$

$$= 216773.503 \text{ kg} > 79499.75 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

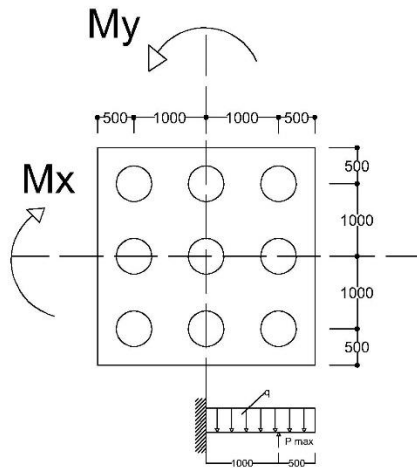
4.5.5.5. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 4.46 Analisa Poer sebagai Balok Kantilever

Penulangan Lentur Poer



Gambar 4.47 Pembebanan Poer Kolom Tipe I

$$P_{\max} = 79.49 \text{ ton}$$

$$P = 3 \times 79.49 = 238.49 \text{ ton}$$

$$Q = 3 \times 2.4 \times 1 = 7.2 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 7.2 \text{ ton/m} \times 1.2 = 8.64 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 3P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x \cdot L^2 \\ &= (238.49 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \times 8.64 \times (1+0.5)^2\right) \\ &= 228.77 \text{ ton m} \\ &= 2244324367 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} \times 22 = 919 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \times 22 = 897 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2244324367}{0.8} = 2805405459 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{2805405459}{3000 \times 919^2} = 1.107$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1.107}{400}} \right) = 0.0035 < \rho_{\text{min}} \\ \rho_{\text{alt}} > \rho_{\text{min}} &\rightarrow \rho = \rho_{\text{min}} = 0.0035\end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0035 \times 3000 \times 919 = 9649.5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D25 ($A_s = 490.87 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{9649.5}{490.87} = 19.65 \approx 20 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{3000}{20} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur atas D25–100 mm

$$\begin{aligned}A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) 20 \\ &= 9817.4 \text{ mm}^2 > 9649.5 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

Kontrol Penggunaan Faktor Reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0.85 \times f'_c \times b)} = \frac{9817.4 \times 400}{(0.85 \times 30 \times 3000)} = 51.33 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{51.33}{0.85} = 60.38$$

- Regangan Tarik Netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0.003 \times (919 - 60.38)}{60.38} = 0.042$$

$$\varepsilon_t > 0.005 \text{ (Terkontrol Tarik, digunakan } \emptyset = 0.9 \text{)}$$

Kekuatan Lentur Nominal Rencana

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d_x - (a/2) \\
 &= 0.9 \times 9817.4 \times 400 \times (919 - (51.33/2)) \\
 &= 3157281730 \text{ N mm} = 321.84 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$321.84 \text{ ton m} > 228.77 \text{ ton m} \quad (\text{OK})$$

4.5.6. Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis SAP 2000 pada pada kolom lantai 1, adalah :

$$M_u = 10828.21 \text{ kg.m}$$

$$P_u = 456668 \text{ kg} = 4479913 \text{ N}$$

$$V_u = 4679.92 \text{ kg} = 45910.02 \text{ N}$$

Data perencanaan kolom :

$$b = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \phi 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif} = 1200 - (50 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25) = 1125.5 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur pada Kolom

Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,13 \%$

$$A_s = 0,0113 \cdot 1200 \cdot 1125,5 = 15261,78 \text{ mm}^2$$

Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 4679.92 \text{ kg} = 45910.02 \text{ N}$$

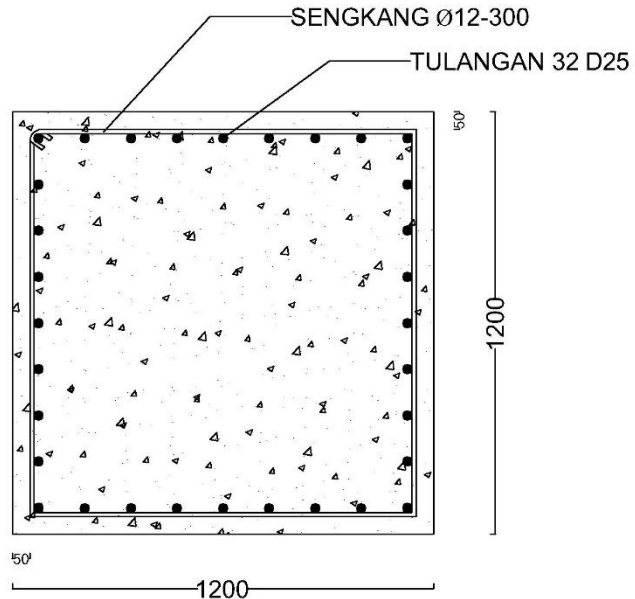
Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 2 \left(1 + \frac{4479913}{14 \times 1440000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1200 \times 1125,5 \\ &= 3013802.31 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0.6V_c = 1808281.39 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

Jadi dipasang tulangan geser praktis $\varnothing 12 - 300$, sengkang dua kaki



Gambar 4.49 Penulangan Kolom Pedestal

4.5.7. Perencanaan Sloof Dinding Geser

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum. Desain penulangan pada sloof akan direncanakan menggunakan tulangan baja, hal tersebut dilakukan karena sloof menerima kombinasi beban aksial tekan dan lentur.

Berdasarkan SNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil

harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{7200}{20} = 360 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 500 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

$$\text{Dimensi sloof} = 500 \times 700 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton (f}_c\text{)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y\text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \text{Ø10}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 50 - 10 - (1/2 \times 25) = 627.5 \text{ mm}$$

$$P_U = 10\% \times 774167.18$$

$$= 77416.718 \text{ kg} = 759458.0036 \text{ N}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{rijin} = 0.70 \times \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.70 \times \sqrt{30} = 3.83 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_U}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{759458.0036}{0.80 \times 500 \times 700} = 2.71 \text{ Mpa} < f_{rijin}$$

Beban yang diterima sloof :

$$\text{- berat sendiri} = 0.40 \times 0.60 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{- berat profil T} = 105 \text{ kg/m}$$

$$\text{- berat dinding} = \frac{7850 \times 0.003 \times 3.9}{\text{geser}} = 91.845 \text{ kg/m} +$$

$$q_d = 772.845 \text{ kg/m}$$

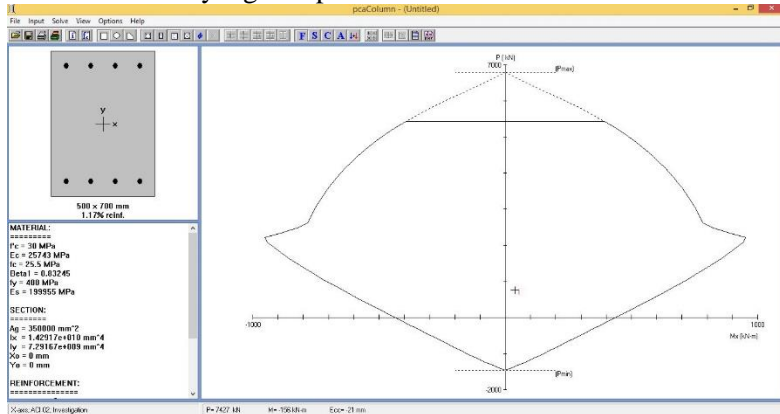
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya

koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 03-2847-2012 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_u = 1.2 \times 772.845 = 927.414 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{12} \times 927.414 \times 7.2^2 \\
 &= 4006.42 \text{ kgm} = 39303063.39 \text{ Nmm} \\
 P_{u \text{ Sloof}} &= 759458.0036 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Grafik Interaksi yang didapat dari PCA COL



Gambar 4.51 Diagram Interaksi Sloof 50/70

Dari analisis PCACOL didapat :

$$\rho = 0,0117$$

$$\text{Dipasang tulangan} = 8 \text{ D } 25 \text{ (} A_s = 3926.99 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25mm. Minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

2 x penutup beton ($p = 50 \text{ mm}$)	: 2 x 50 = 100 mm
2 x sengkang, ϕ sengkang = 10 mm	: 2 x 10 = 20 mm
4 x D25	: 4 x 25 = 100 mm
3 kali jarak antara 25 mm	: <u>3 x 25 = 75 mm</u>
Total	= 295 mm

Lebar balok 500 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

Digunakan tulangan lentur atas 4D25

Penulangan Geser Sloof

$$\begin{aligned} V_{u \text{ sloof}} &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 927.414 \times 7.2 \\ &= 3338.69 \text{ kg} = 32752.55 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

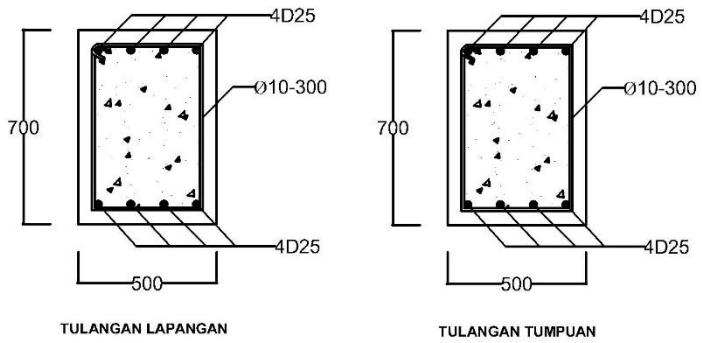
$$\begin{aligned} A_g &= 500 \times 700 = 350000 \text{ mm}^2 \\ d &= 700 - 50 - 10 - 25/2 = 627.5 \text{ mm} \\ P_U &= 759458.0036 \text{ N} \\ V_c &= 0.17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0.17 \left(1 + \frac{759458.0036}{14.350000} \right) 1 \sqrt{30} \times 500 \times 627.5 \\ &= 337421 \text{ N} \\ \phi V_c &= 0.75 \times 337421 = 253065.7 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

$$\begin{aligned} &\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm} \\ \frac{627.5}{2} &= 313.75 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang $\varnothing 10 - 300 \text{ mm}$

($A_v = 523.8 \text{ mm}^2$).....sengkang dua kaki



Gambar 4.51 Penampang Sloof 500 x 700

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder:
 - a. Pelat lantai atap menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0.75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan negatif Ø 8 – 250.
 - b. Pelat lantai perkantoran menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0.75 mm dengan pelat beton tebal 100 mm dan dipasang tulangan negatif Ø 8 – 200.
 - c. Dimensi balok anak pada atap menggunakan profil WF 350 x 175 x 6 x 9 dengan mutu baja BJ-41.
 - d. Dimensi balok anak pada lantai perkantoran menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300 x 150 x 5,5 x 8 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Tebal pelat tangga yang digunakan 4 mm dan dimensi pengaku anak tangga siku 50 x 50 x 9 dengan mutu baja BJ-41.
 - g. Tebal pelat bordes yang digunakan 5 mm dan dimensi balok bordes WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
 - h. Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 100 x 4.5 x 7 dan dimensi balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 5.5 x 8 dengan mutu baja BJ-41.
2. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. Dinding Geser Pelat Baja (SPSW) menggunakan pelat baja setebal 3 mm.
 - b. Dimensi Balok untuk Dinding Geser (HBE) menggunakan profil WF 800 x 300 x 16 x 30

- c. Dimensi Kolom Dinding Geser (VBE) menggunakan Kolom CFT profil HSS 700 x 700 x 25 x 25.
 - d. Dimensi Balok Induk Memanjang dan Melintang menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16.
 - e. Dimensi Kolom lantai 1-6 menggunakan CFT profil HSS 500 x 500 x 16 x 16
 - f. Dimensi Kolom lantai 7-13 menggunakan CFT profil HSS 400 x 400 x 12 x 12
 - g. Perencanaan base plate menggunakan pelat berukuran 100 x 100 x 6.5 cm
3. Hasil perhitungan struktur bawah:
- a. Struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton Ø 50 cm (tipe A1) dengan kedalaman 14 m.
 - b. Dimensi poer direncanakan 3 m x 3 m x 1m, dengan tulangan lentur arah X D22–100 mm dan tulangan lentur arah Y D22–100 mm dan
 - c. Dimensi kolom pedestal direncanakan 1200 mm x 1200 mm, dengan tulangan utama 32D25 dan tulangan geser Ø12 – 300.
 - d. Dimensi sloof direncanakan 500 mm x 700 mm, dengan tulangan lentur 8D25 dan tulangan geser Ø10 – 300.

5.2. Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur *Steel Plate Shear Wall (SPSW)* lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, dan estetika. Sehingga perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Astaneh-Asl,A.2000. *“Steel Plate Shear Wall”*, *Proceeding U.S., Japan Partnership for Advanced Steel Structures*. U.S., Japan Workshop
- Badan Standardisasi Nasional.2012. *Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 1726-2012)*. Bandung :BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2015)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)*. Bandung : BSN
- Berman, Jeffrey dan Michael Bruneau.2003.”*Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Wall*”. ASCE Journal of Structural Engineering,pp.1448-1456
- Berman, Jeffrey dan Michael Bruneau.2004. *“Steel Plate Are Not Plate Girders”* AISC Engineering Journal, Third Quarter, pp 95-106.
- Driver, Robert George.1997. *“Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Wall”*. Alberta : Department of Civil and Environmental Engineering
- Erickson, Jason dan Rafael Sabelli.2008.”*A Closer Look at Steel Plate Shear Walls*”. Modern Steel Construction

Isdarmanu.dkk.2006.*Buku Ajar Struktur Baja I*.Surabaya : ITS

Montgomery, C., Medhekar, M., Lubell, A., Prion, H., Ventura, C., and Rezai, M. (2001). "*Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading*". Journal of Structural Engineering 10.1061

Sabelli, Rafael dan Michael Bruneau.2007.*Steel Design Guide:Steel Plate Shear Wall*. American Institute of Steel Construction,Inc.

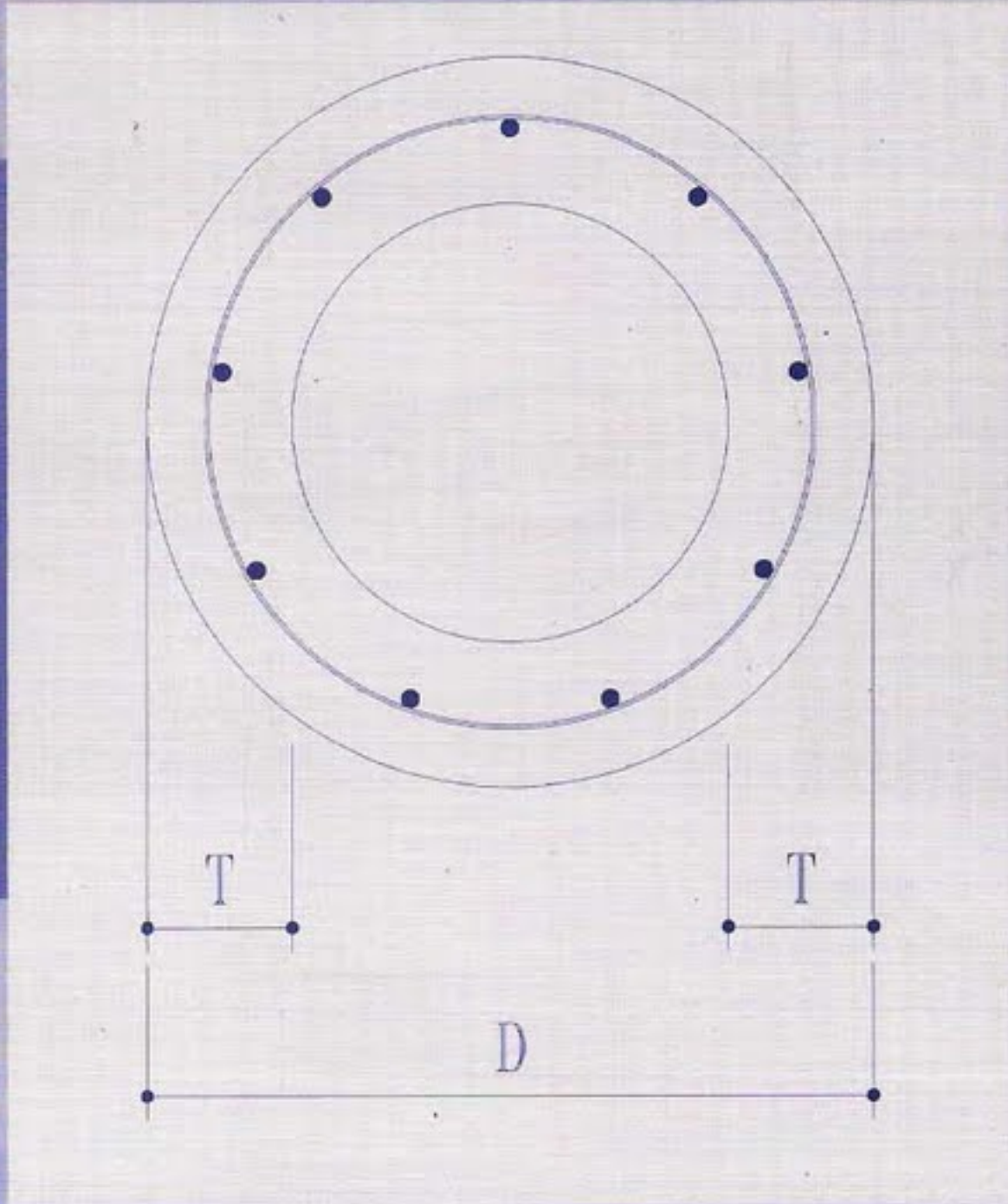
Seilie, Ignasius F. dan John D.Hopper.2005.”*Steel Plate Shear Walls : Practical Design and Construction*”. Modern Steel and Construction Conference

Spiegel, L Limbrunner. 1998. *Desain Baja Struktural Terapan*. PT Refika Aditama

Thorburn, L.J. Kulak, G.L, dan Montgomery, C.J. 1983 .”*Analysis of Steel Plate Shear Walls*”.Structural Engineering Report No.107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

Timler, P.A. dan Kulak, G.L. 1983. “*Experimental Study of Steel Plate Shear Walls*”. Structural Engineering Report No.114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

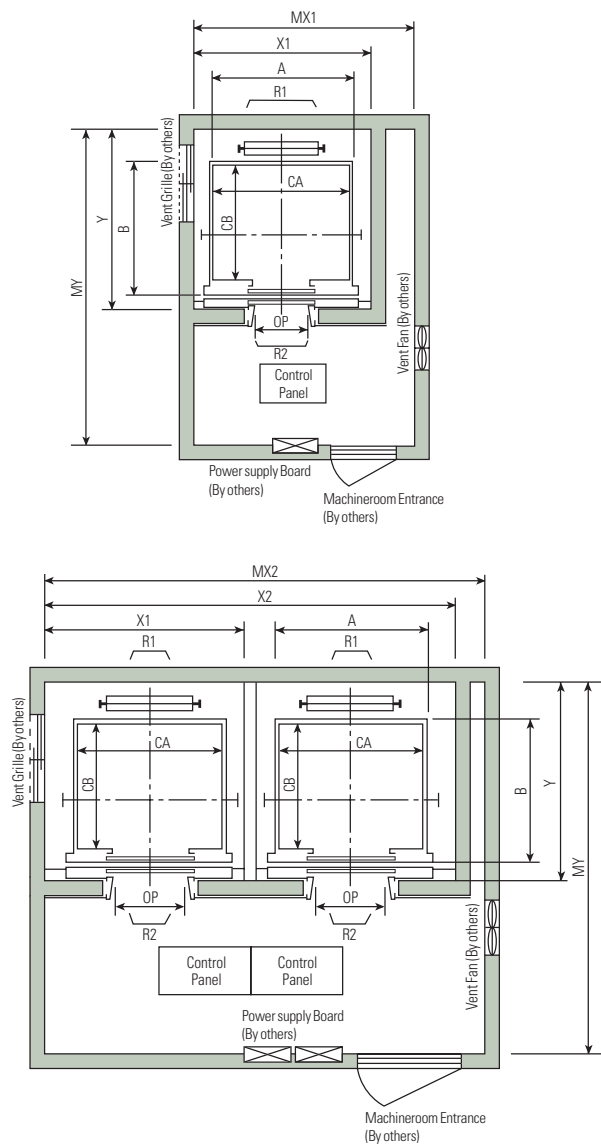
Shape and Dimension



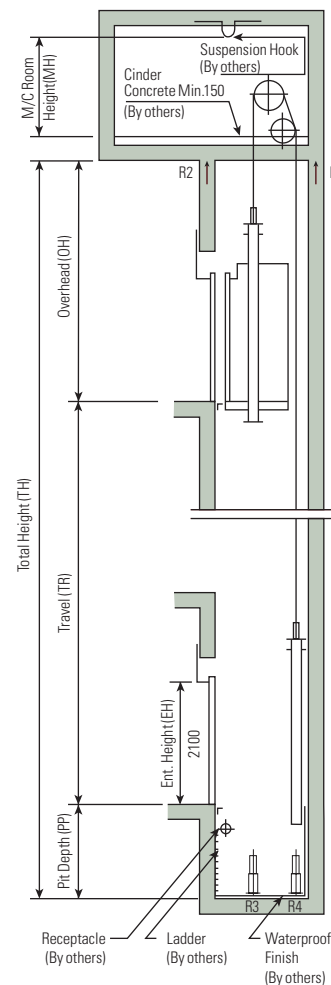
Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
Speed (m/sec)					
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes : 1. Above dimentions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
2. In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
	1.75	17		1150	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000
1100		2000 x 1350		2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800						
20		1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500
2.0	13	900		1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000	8500	6800	13600	10400
				1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300				
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200				
	15	1000		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
				900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
2.5	17	1150	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700	
			1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650					
			1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450					
	20	1350	1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500	
			1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650					
3.0	24	1600	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
				2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800					
			1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
	1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800							
	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400			

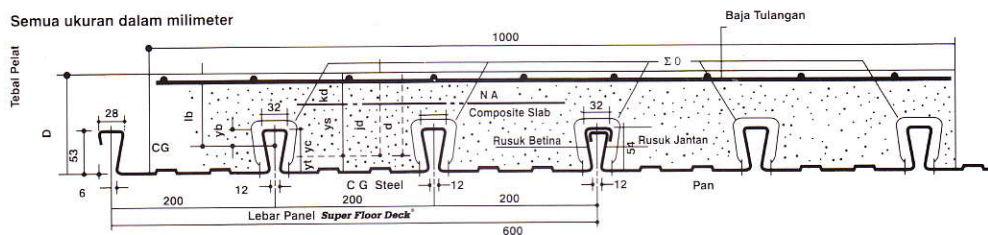
EN81 Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg			Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4	
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 x 1100	1160 x 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500	
				800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200					
	7	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900	
				800	1400 x 1100	1460 x 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4100	2450	6300	5100	
	8	630		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400	
				800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600	
	10	800		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300	
				900	1600 x 1400	1660 x 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600	
	1.5	900		1000	1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700
					1100	2000 x 1300	2100 x 1470	2550	5200	2000	2800	5250	4000				
1.75	15	1150		1000	1800 x 1650	1900 x 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500	
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000					
	18	1350		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400	
				1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200					
2.0	10	800		800	1400 x 1350	1500 x 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300	
				900	1600 x 1300	1700 x 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500	
	12	900	900	1600 x 1400	1700 x 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000		
			1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700		
	15	1150	1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650						
			1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500		
	18	1350	1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650						
			1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400		
	21	1600	1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800						

A cross-sectional diagram of a roof assembly. From top to bottom, it shows a concrete slab, a layer of insulation, and a metal deck. A drainage system is installed on the metal deck, consisting of a series of parallel metal channels or gutters. The diagram illustrates how water is collected in these channels and directed towards a central drain.

Semua ukuran dalam milimeter



- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck**[®] belum berfungsi.

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	ln	Znc	Znt		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁴ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 mm Of Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	KN	10 mm Of Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	Max KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Notes

I_n = idem untuk daerah momen negatif

Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z_{pc} = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

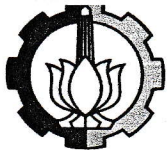
Zet = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

Z_{pt} = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

$$= I_p (1.26 - 0.26 I_p / I_n)$$

Super Floor Deck* 0.75 MM		BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT								BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT								BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																			
DEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M2		200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000															
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M	TERAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM/M														
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65	
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.60	
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.85	
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.90
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75	15	3.33
	3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74	10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12	15	4.12	15	4.12	
	3.25	11	11	11	11	12	13	14	10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22	11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.64	15	4.51	15	4.51	15	4.51	
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.50	12	12	12	12	13	15	11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71	11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.64	15	4.51	15	4.51	15	4.51	15	4.51
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09			11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81							
	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55			12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17							
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53			13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95											
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90			15	4.90	15	5.73	15	6.58															

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

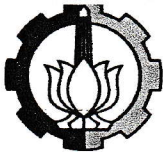


DRILLING LOG

KLIEN	=	TISAGA KONSULTAN	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING	Remarks
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN	TANGGAL MULAI	=	18 JUNI 2013	UD = Undisturb Sample
		TEMPAT IBADAH POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI	TANGGAL SELESAI	=	21 JUNI 2013	CS = Core Sample
		SURABAYA	MASTER BOR	=	MISRAN	SPT = SPT Test
TITIK BOR	=	BH-1				
MUKA AIR TANAH	=	- 0.50 m				
LOKASI PROYEK	=	KAMPUS POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA				

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					N - Value
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm				
														15 cm	15 cm	15 cm		

0.00	0.00				START OF BORING															
1.00	-0.50				LEMPUNG BERLANAU BERPASIR	ABU-ABU GELAP														
2.00	-2.00				LEMPUNG	ABU-ABU GELAP	VERY SOFT	SPT = 1	-2.50		-2.00	UD 01	SPT 1	1	0	0	1		1	
3.00	-3.00				PASIR HALUS BERLEMPUNG	ABU-ABU GELAP	VERY LOOSE	SPT = 3	-3.00		-4.00		SPT 2	3	1	1	2		3	
4.00	-4.00				LEMPUNG BERPASIR HALUS	ABU-ABU GELAP	SOFT	SPT = 3	-5.50		-4.50									
5.00	-5.00				LEMPUNG	ABU-ABU GELAP			-6.00		-6.00	UD 02	SPT 3	3	1	1	2		3	
6.00	-6.00								-6.50		-6.50									
7.00	-7.00				LEMPUNG	ABU-ABU GELAP	MEDIUM	SPT = 7	-8.50		-8.00		SPT 4	7	2	3	4		7	
8.00	-8.00								-8.50		-8.50	UD 03								
9.00	-9.00				LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU TERANG	MEDIUM	SPT = 8	-9.00		-10.00		SPT 5	8	2	3	5		8	
10.00	-10.00								-10.50		-10.50									
11.00	-11.00				LEMPUNG	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT = 16	-11.50		-12.00	UD 04	SPT 6	16	4	6	10		16	
12.00	-12.00								-12.00		-12.50									
13.00	-13.00				PASIR BERLANAU	ABU-ABU TERANG	MEDIUM TO DENSE	SPT 22 s/d 45	-14.50		-14.00		SPT 7	25	8	10	15		25	
14.00	-14.00								-14.50		-14.50	UD 05								
15.00	-15.00								-15.00		-16.00		SPT 8	22	6	8	14		22	
16.00	-16.00								-16.00		-16.50									
17.00	-17.00								-17.50		-18.00	UD 06	SPT 9	45	10	19	26		45	
18.00	-18.00								-18.00		-18.50									
19.00	-19.00				PASIR BERLANAU BERKERIKIL	ABU-ABU TERANG	DENSE	SPT 45 s/d 47	-20.50		-20.00		SPT 10	47	14	19	28		47	
20.00	-20.00								-20.50		-20.50	UD 07								
21.00	-21.00								-21.00		-22.00		SPT 11	45	18	20	25		45	
22.00	-22.00				PASIR KERIKIL BERLANAU	COKLAT GELAP	DENSE TO VERY DENSE	SPT 45 s/d >50	-22.00		-22.50									
23.00	-23.00								-23.50		-24.00	UD 08	SPT 12	> 50	20	26	24/5		> 50	
24.00	-24.00								-24.00		-24.50									



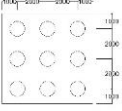
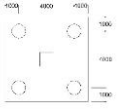
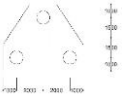
DRILLING LOG

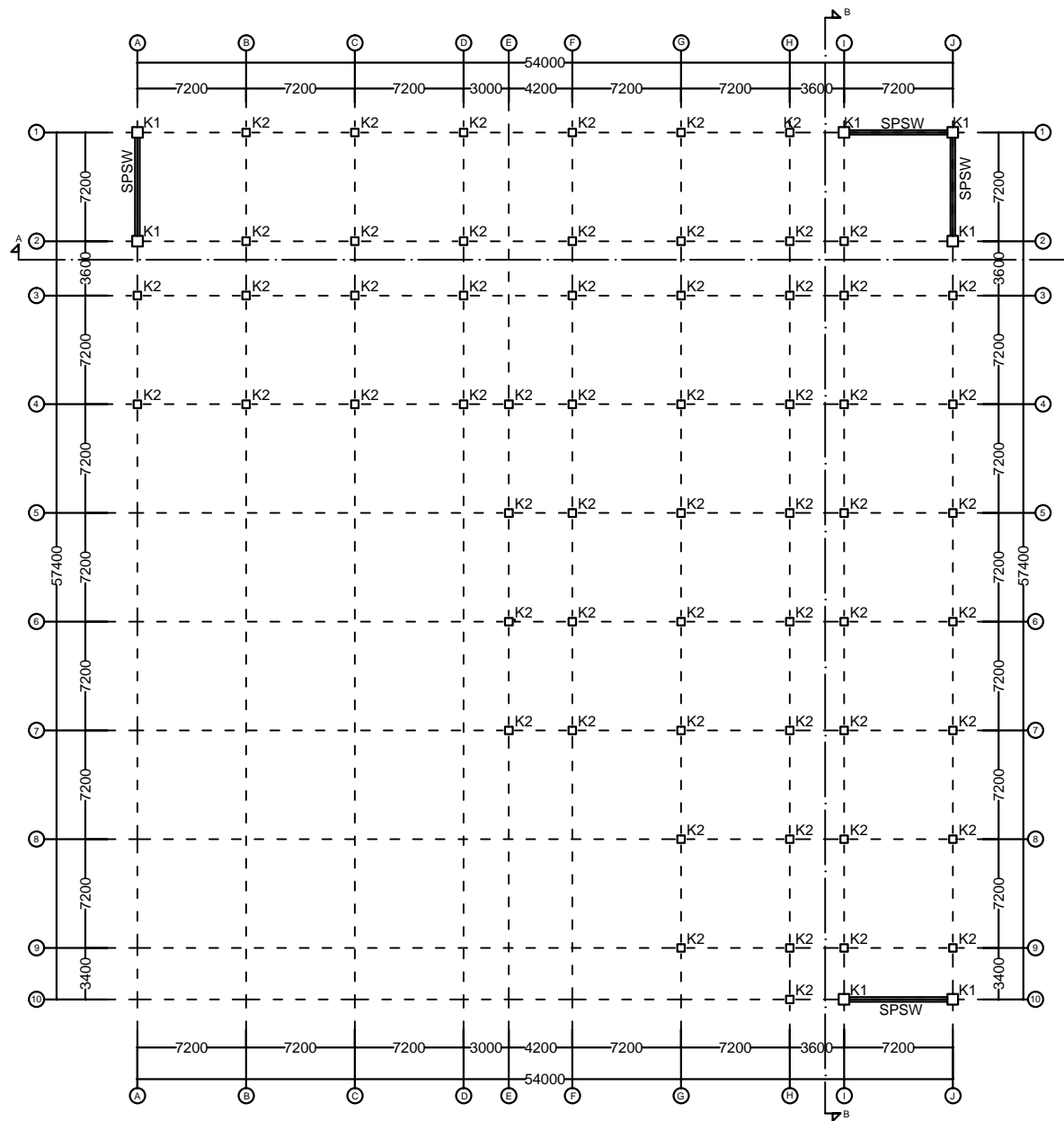
KLIEN	=	TRISAGA KONSULTAN	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING	Remarks
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN	TANGGAL MULAI	=	18 JUNI 2013	UD = Undisturb Sample
		TEMPAT IBADAH POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI	TANGGAL SELESAI	=	21 JUNI 2013	CS = Core Sample
		SURABAYA	MASTER BOR	=	MISRAN	SPT = SPT Test
TITIK BOR	=	BH-1				
MUKA AIR TANAH	=	- 0.50 m				
LOKASI PROYEK	=	KAMPUS POLITEKNIK PERKAPALAN NEGERI SURABAYA				

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					N - Value					
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm									
														15 cm	15 cm	15 cm							
25.00	-25.00				PASIR LANAU PADAT	COKLAT GELAP	DENSE TO VERY DENSE	SPT 42															
26.00	-26.00				PASIR LANAU	ABU-ABU GELAP	Hard	SPT >50	-26.50	UD 09	-26.50	∇ SPT 13	42	12	18	24		42					
27.00	-27.00								-27.00			-28.00	∇ SPT 14	> 50	16	23	30		> 50				
28.00	-28.00				PASIR LANAU BATU KARANG	ABU-ABU GELAP	DENSE	SPT 46 s/d 50	-29.50	UD 10	-30.00	∇ SPT 15	46	15	18	28		46					
29.00	-29.00								-30.00			-30.50											
30.00	-30.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR	ABU-ABU GELAP	HARD	SPT 36 s/d 46	-32.50	UD 11	-32.50	∇ SPT 16	36	16	17	19		36					
31.00	-31.00								-33.00			-34.00	∇ SPT 17	49	17	20	29		49				
32.00	-32.00								-34.50			-35.50											
33.00	-33.00								-36.00			-36.50	∇ SPT 18	> 50	18	21	30		> 50				
34.00	-34.00				LEMPUNG BERPASIR	COKLAT TERANG	HARD	SPT >50	-38.50	UD 13	-38.50	∇ SPT 19	> 50	19	21	31		> 50					
35.00	-35.00								-39.00			-40.00	∇ SPT 20	> 50	20	23	33		> 50				
36.00	-36.00																						
37.00	-37.00																						
38.00	-38.00																						
39.00	-39.00																						
40.00	-40.00																						
END OF BORING																							

END OF BORING

Tabel Rekapitulasi Perhitungan Pondasi

Tipe	Jumlah Tiang	Gambar	P ijin (ton)	Beban Tetap (kg)	Beban Sementara (kg)	Kontrol Geser Ponds				Penulangan Poer			
						Akibat Kolom		Akibat Pancang		Arah X		Arah Y	
						Ø Vc (kg)	Pu-Pu max (kg)	Ø Vc (kg)	Pu max (kg)	As	Banyak Tul	As	Banyak Tul
1	9		79.49	38088.845	44487.95	868947.5	259867.8	216773.503	79499.75	3468.87	D22-100	3558.06	D22-100
2	4		79.49	66001.64	83651.33	868947.5	165975	268032.79	79499.75	3216.5	D22-100	3139.5	D22-100
3	3		79.49	67982.39	84061.15	868947.5	113010.8	216773.503	79499.75	3126.5	D22-100	3139.5	D22-100



DENAH LANTAI DASAR
SKALA 1:450

- SPSW — Steel Plate Shear Wall
 B1 — Balok Arah Melintang WF 500x200x10x16
 B2 — Balok Arah Memanjang WF 500x200x10x16
 K1 — Kolom VBE CFT HSS 700x700x25x25
 K2 — Kolom CFT HSS 500x500x16x16

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

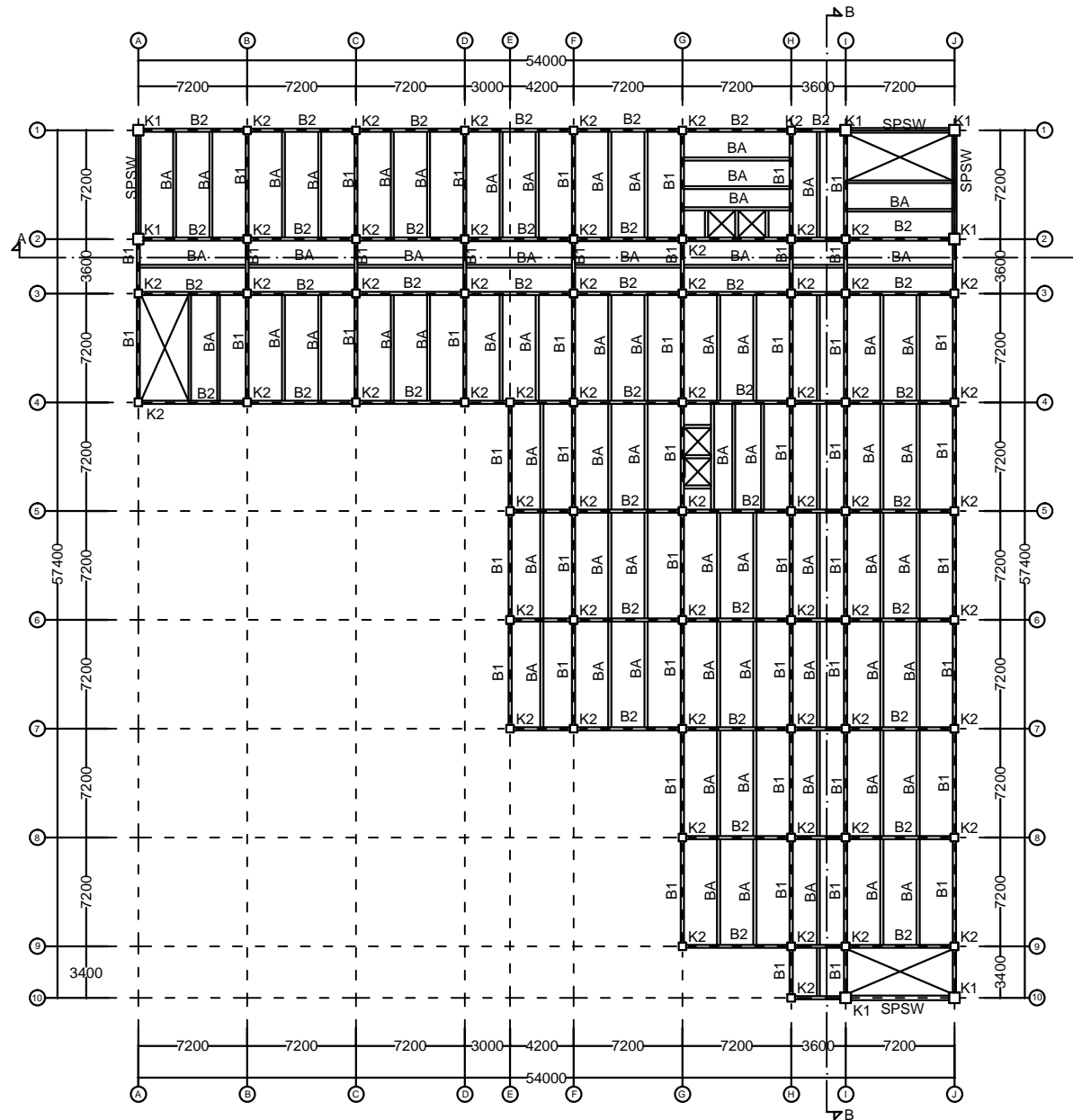
1

JMLH LEMBAR

20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1-5
SKALA 1:450

SPSW – Steel Plate Shear Wall
BA – Balok Anak WF 350x175x7x11
B1 – Balok Arah Melintang WF 500x200x10x16
B2 – Balok Arah Memanjang WF 500x200x10x16
K1 – Kolom VBE CFT HSS 700x700x25x25
K2 – Kolom CFT HSS 500x500x16x16

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

**DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.**

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

**HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.**

NO LEMBAR

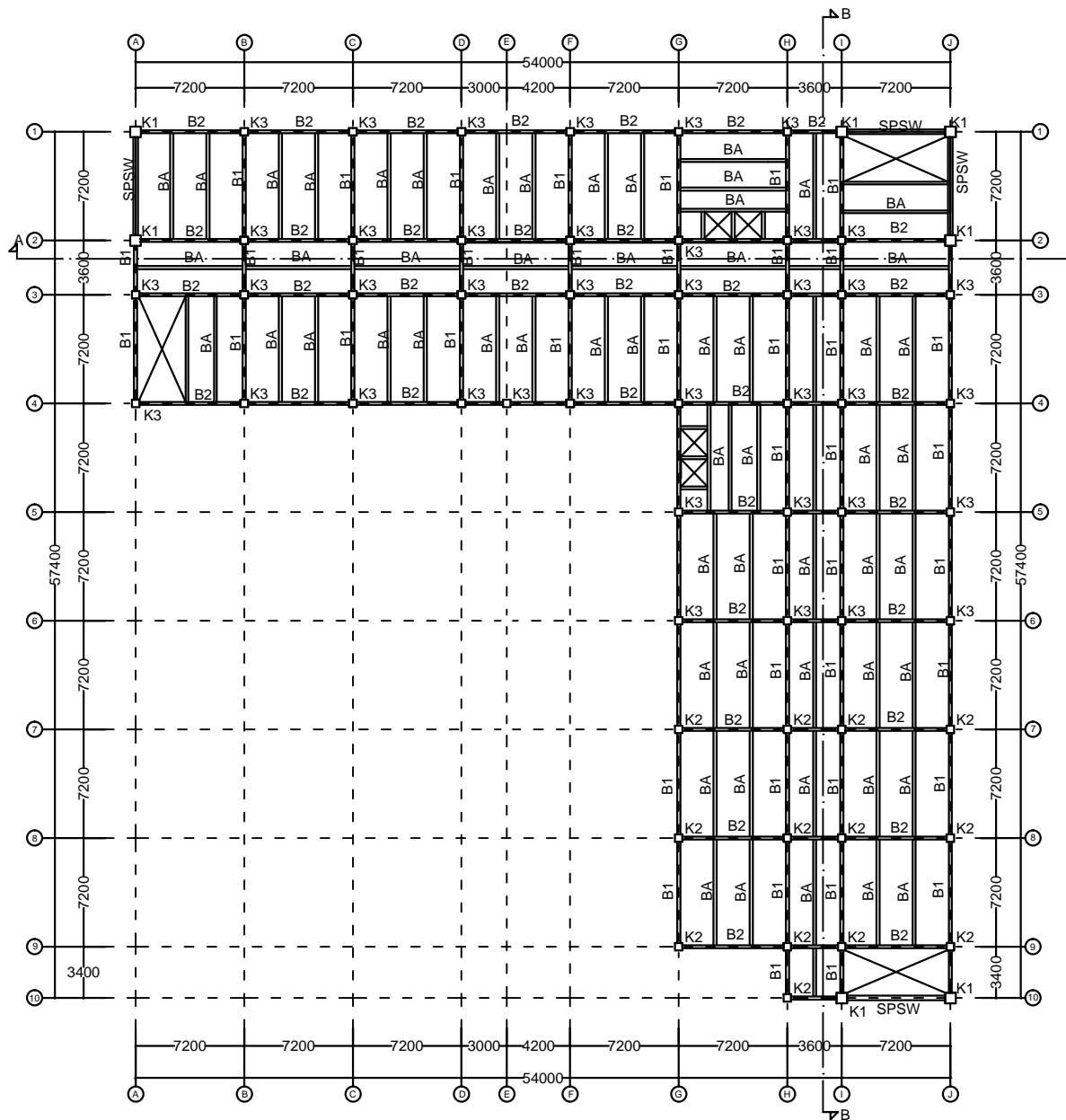
2

JMLH LEMBAR

20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 6-8

SKALA 1:450

- SPSW – Steel Plate Shear Wall
- BA – Balok Anak WF 350x175x7x11
- B1 – Balok Arah Melintang WF 500x200x10x16
- B2 – Balok Arah Memanjang WF 500x200x10x16
- K1 – Kolom VBE CFT HSS 700x700x25x25
- K3 – Kolom CFT HSS 400x400x12x12

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

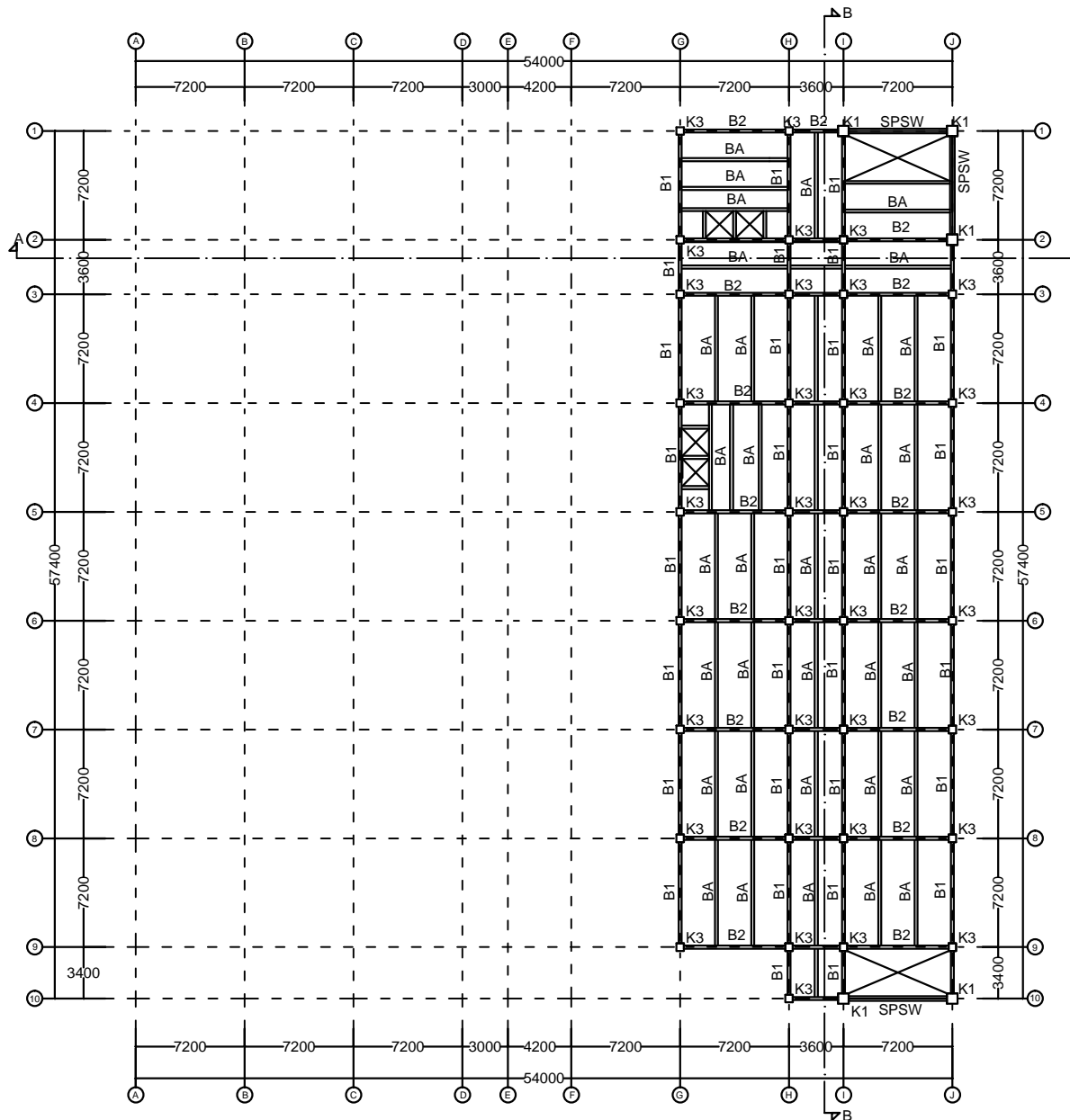
3

JMLH LEMBAR

20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 9-12
SKALA 1:450

SPSW – Steel Plate Shear Wall
BA – Balok Anak WF 350x175x7x11
B1 – Balok Arah Melintang WF 500x200x10x16
B2 – Balok Arah Memanjang WF 500x200x10x16
K1 – Kolom VBE CFT HSS 700x700x25x25
K3 – Kolom CFT HSS 400x400x12x12

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

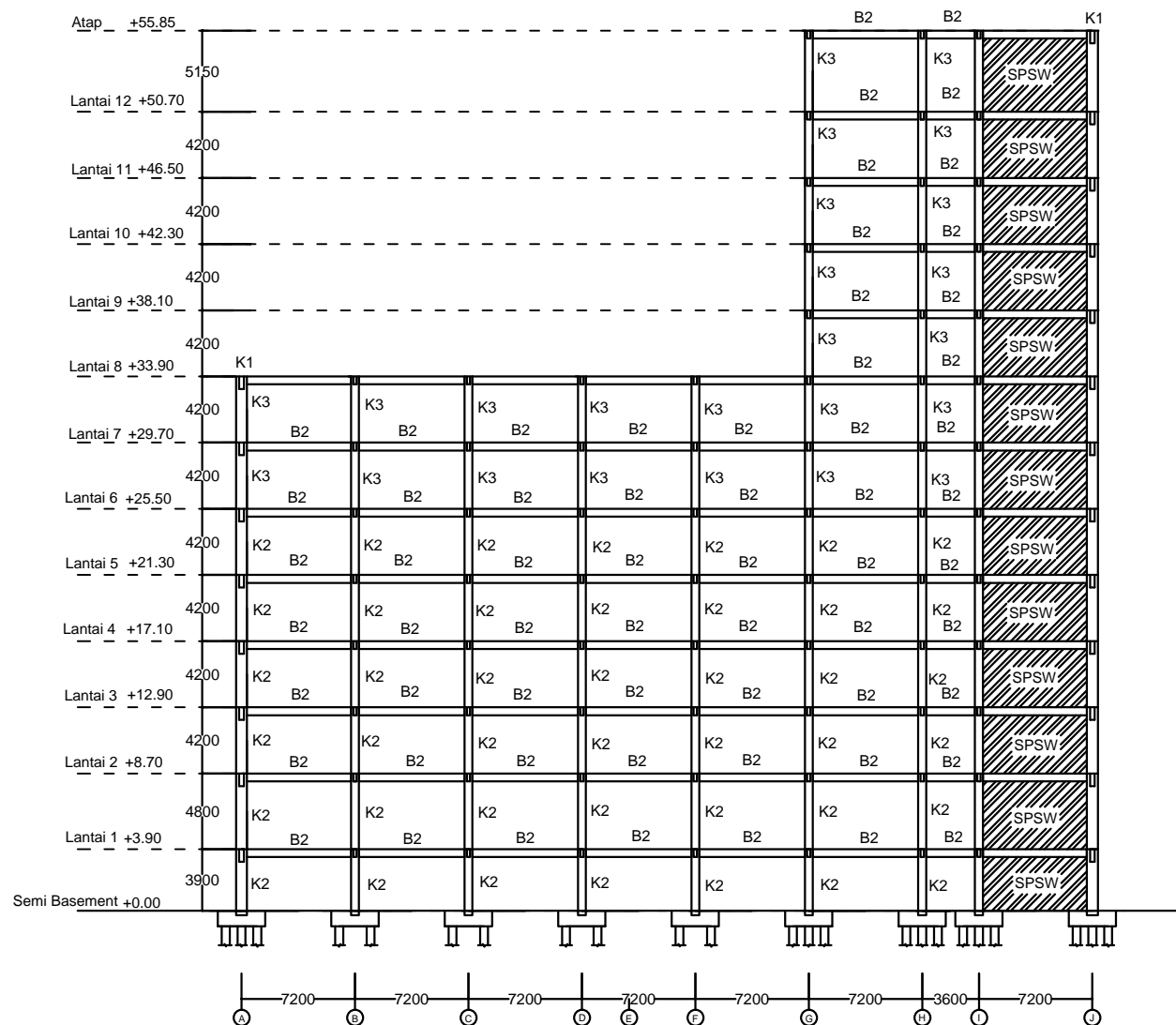
4

JMLH LEMBAR

20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



POTONGAN A-A
SKALA 1:450

SPSW – Steel Plate Shear Wall
BA – Balok Anak WF 350x175x7x11
B1 – Balok Arah Melintang WF 500x200x10x16
B2 – Balok Arah Memanjang WF 500x200x10x16
K1 – Kolom VBE CFT HSS 700x700x25x25
K3 – Kolom CFT HSS 400x400x12x12

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

5

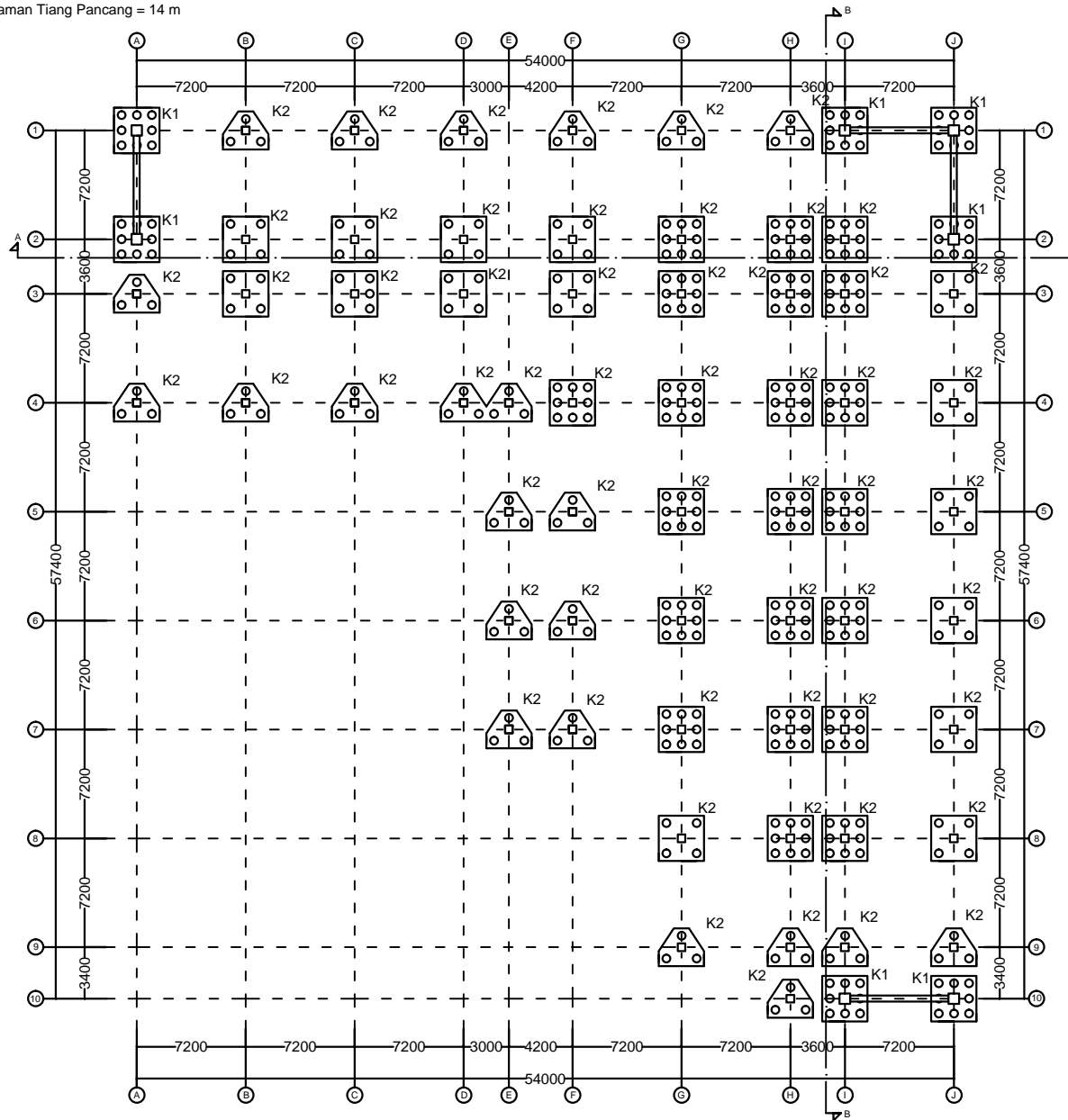
JMLH LEMBAR

20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**

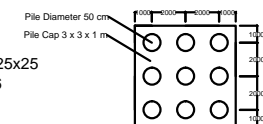
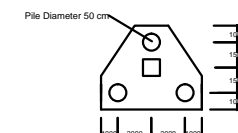
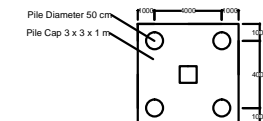
Kedalaman Tiang Pancang = 14 m



DENAH KOLOM DAN PONDASI

SKALA 1:450

- K1 – Kolom VBE CFT HSS 700x700x25x25
K2 – Kolom CFT HSS 500x500x16x16



NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

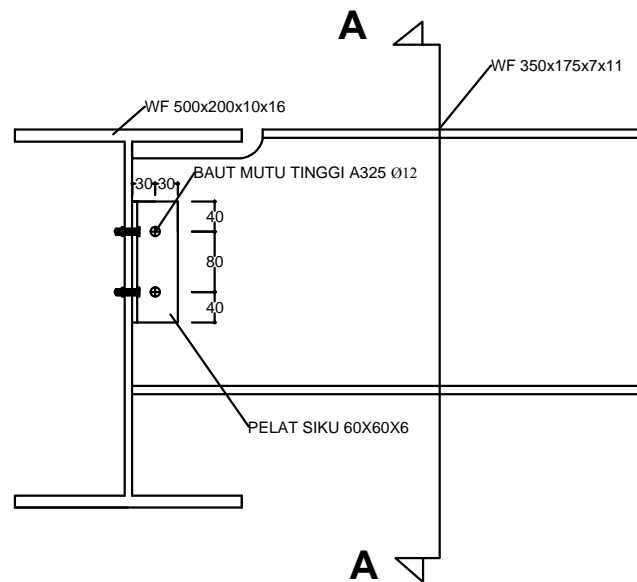
7

JMLH LEMBAR

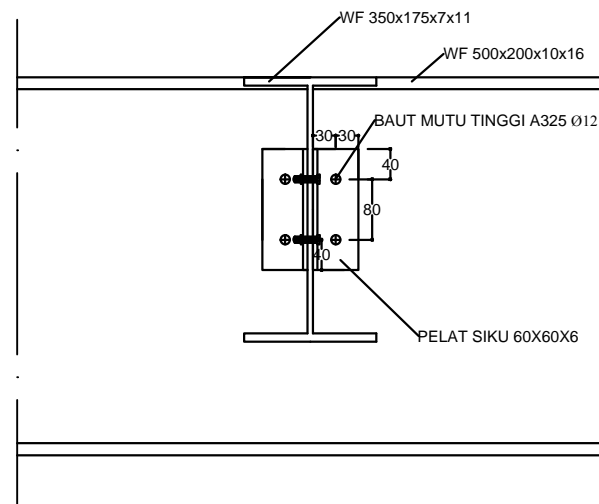
20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



 **SAMBUNGAN BALOK ANAK DAN BALOK INDUK**
SKALA 1:10



 **POTONGAN A-A**
SKALA 1:10

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

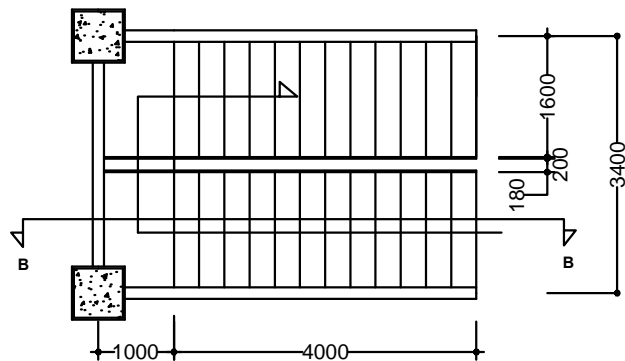
8

JMLH LEMBAR

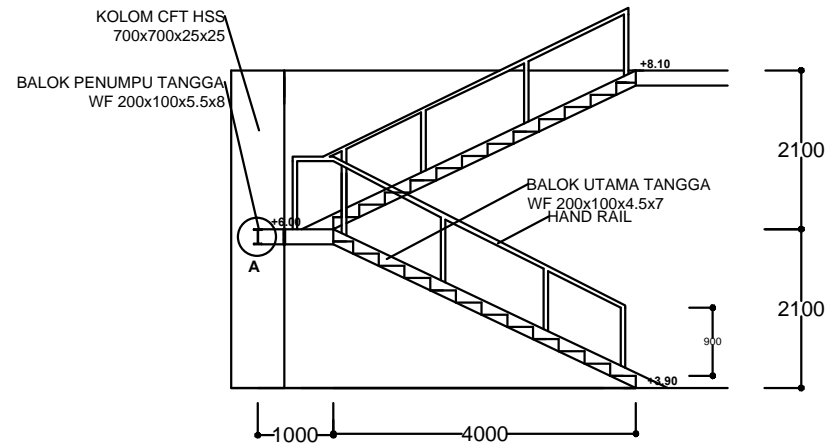
20



JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS



 **DENAH TANGGA**
SKALA 1:100



 **POTONGAN B-B**
SKALA 1:100

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

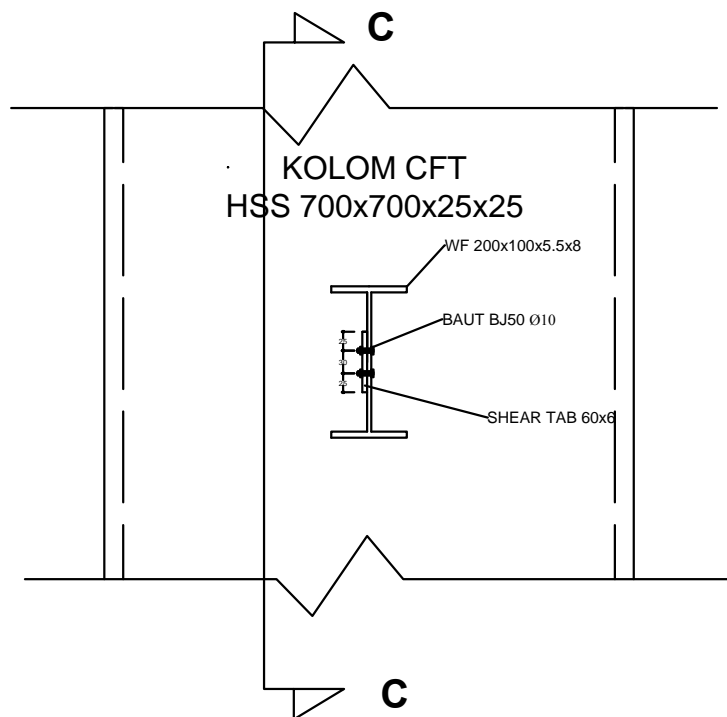
9

JMLH LEMBAR

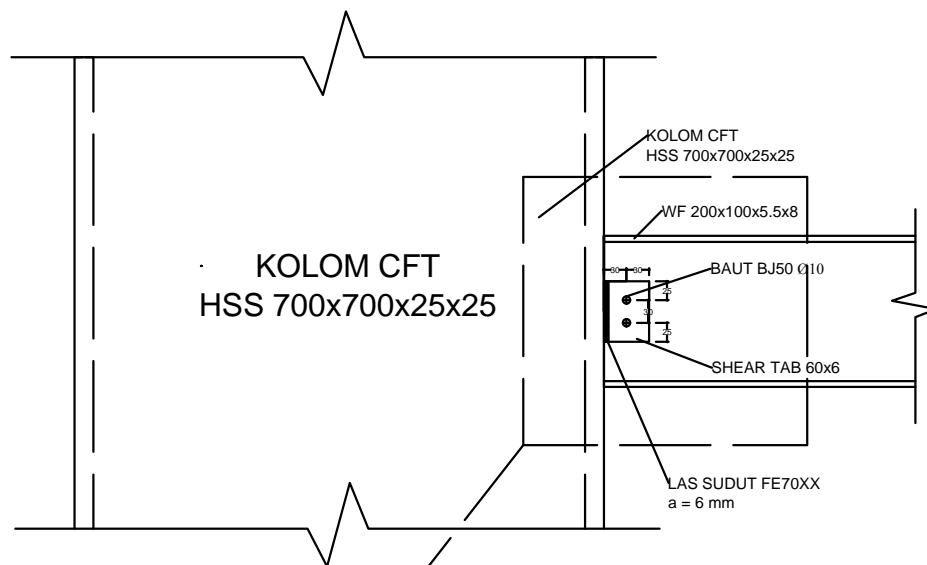
20



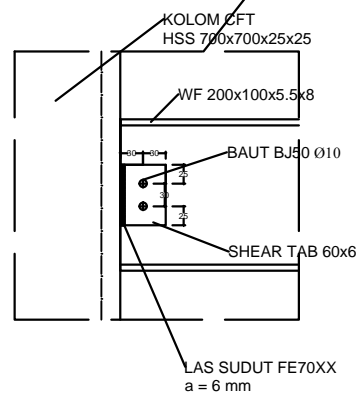
JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS



DETAIL A
SKALA 1:10



POTONGAN C-C
SKALA 1:10



NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

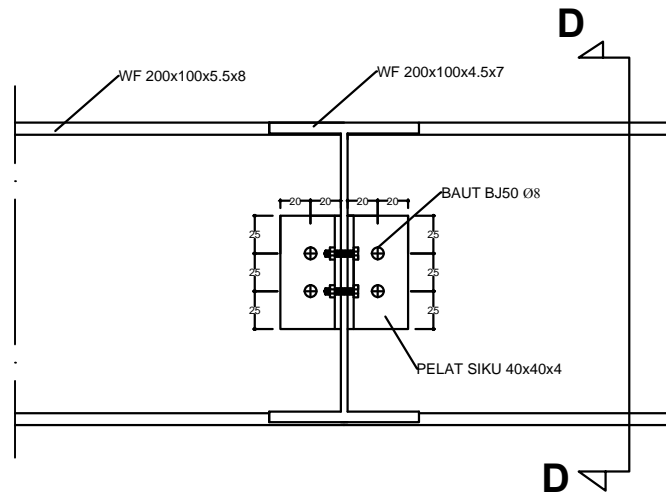
10

JMLH LEMBAR

20

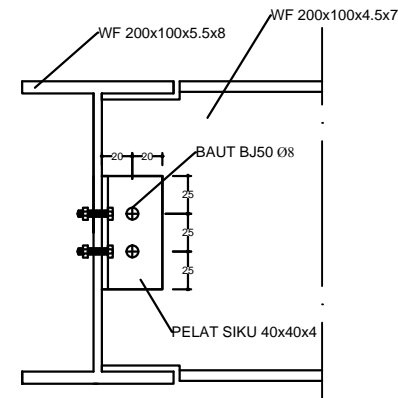


**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



**SAMBUNGAN BALOK UTAMA TANGGA
DAN BALOK PENUMPUN KOLOM**

SKALA 1:5



POTONGAN D-D

SKALA 1:5

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

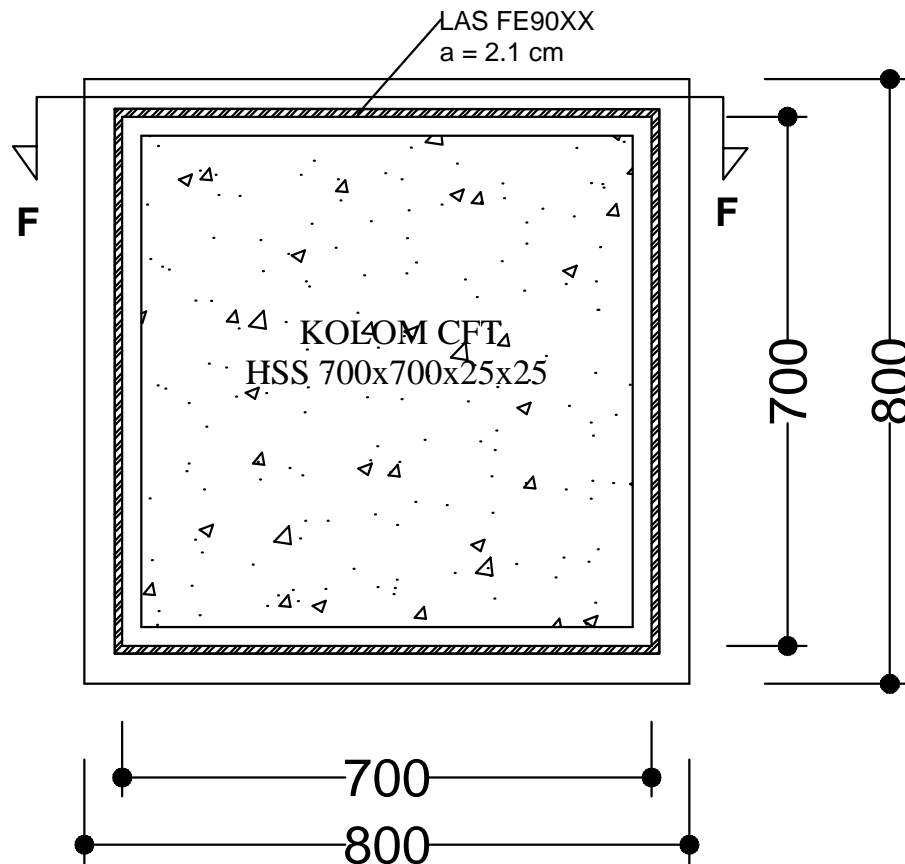
11


JMLH LEMBAR

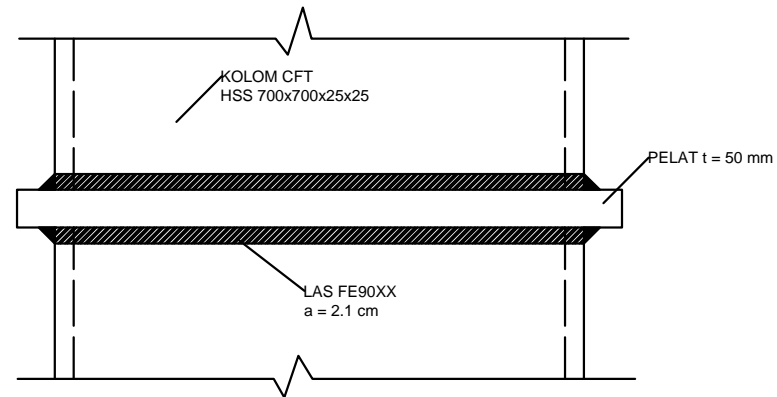
20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



 **SAMBUNGAN KOLOM DAN KOLOM**
SKALA 1:10



 **POTONGAN F-F**
SKALA 1:10

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

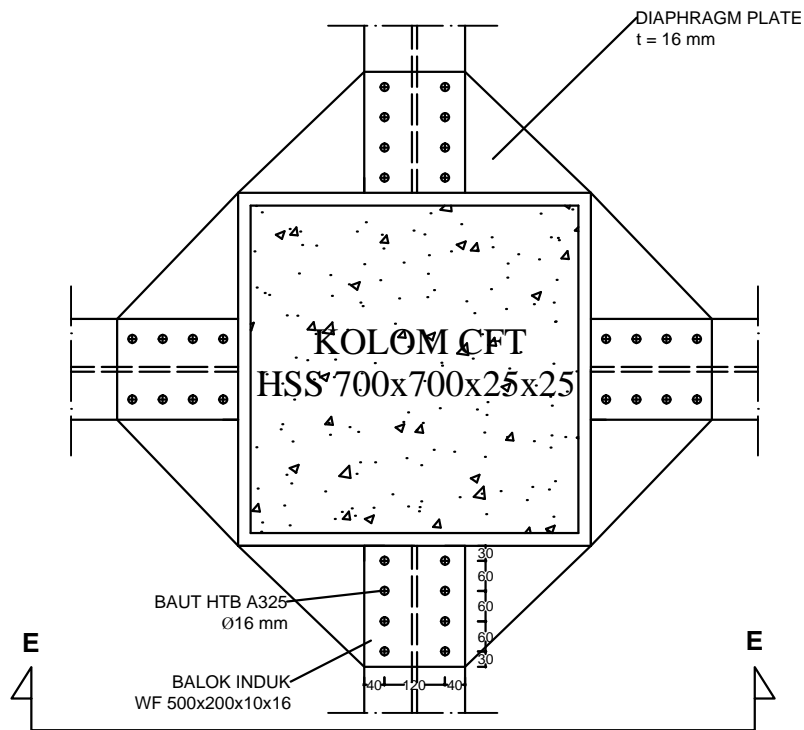
12

JMLH LEMBAR

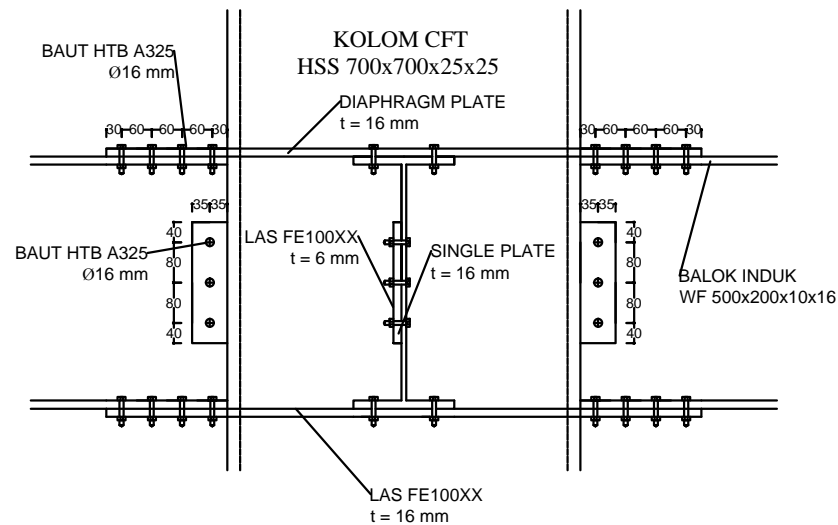
20



JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS



 **SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN KOLOM**
SKALA 1:15



 **POTONGAN E-E**
SKALA 1:15

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

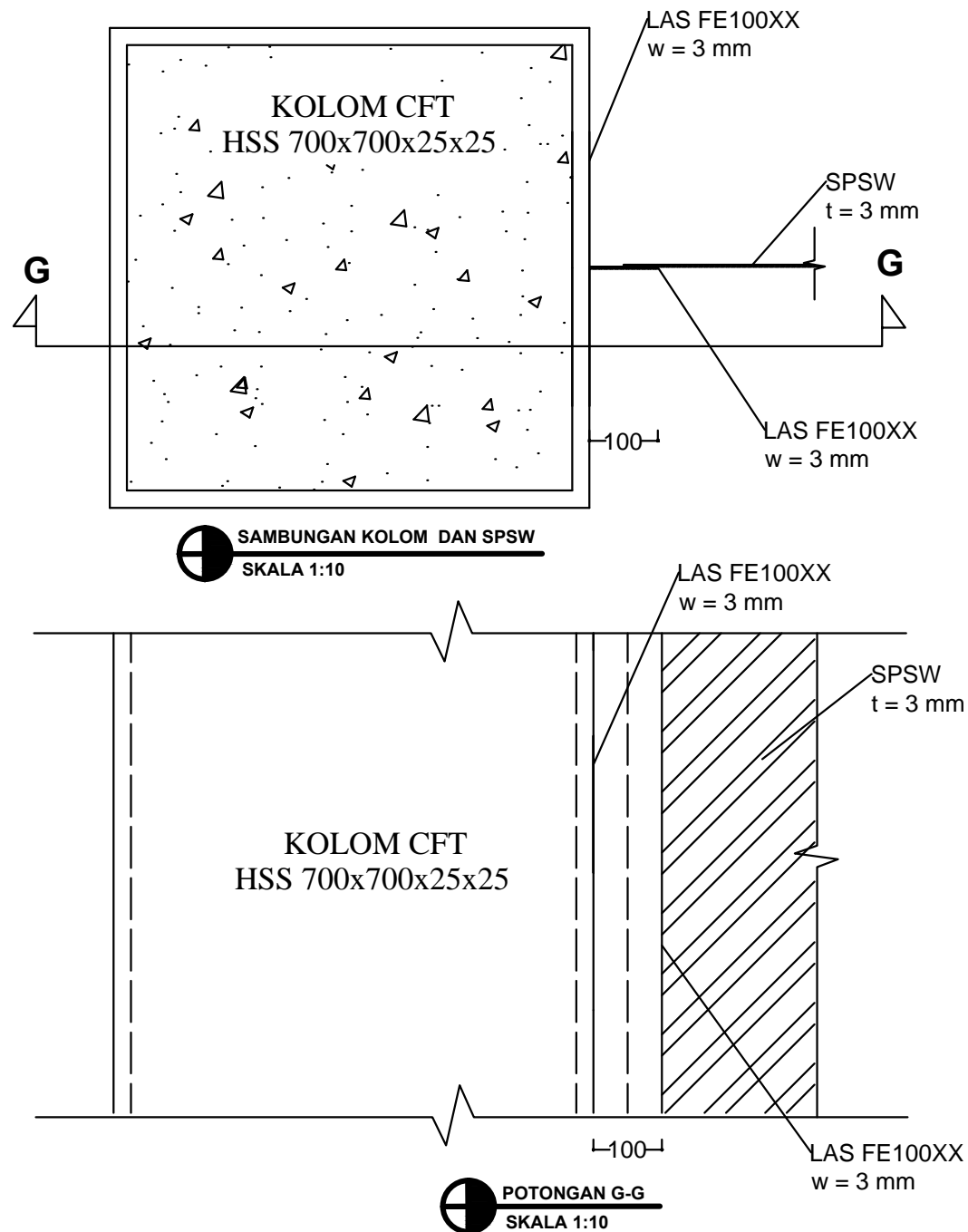
13

JMLH LEMBAR

20



**JURUSAN TEKNIK
SIPIIL ITS**



NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

DOSEN
PEMBIMBING 1

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

DOSEN
PEMBIMBING 2

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

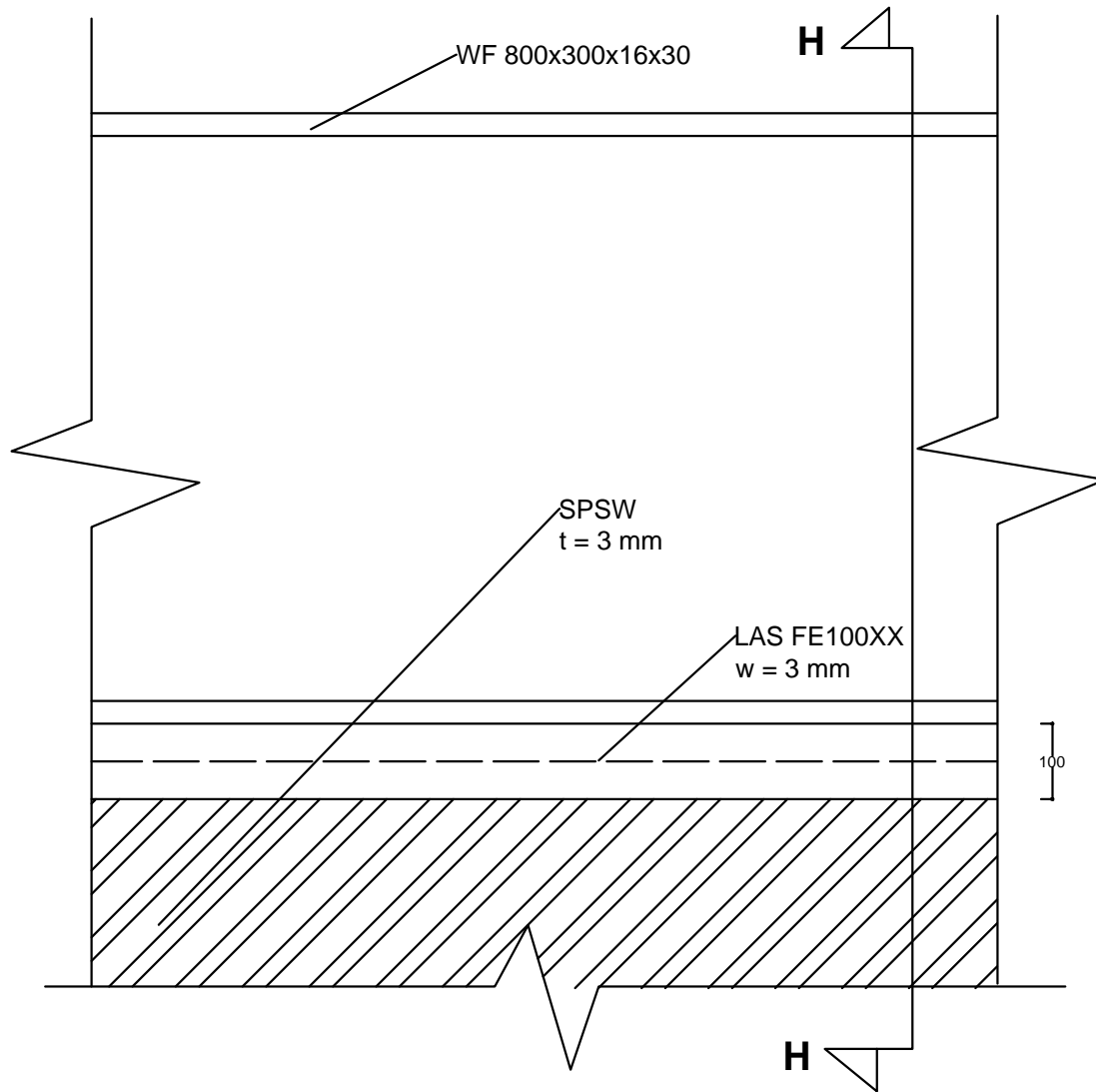
14

JMLH LEMBAR

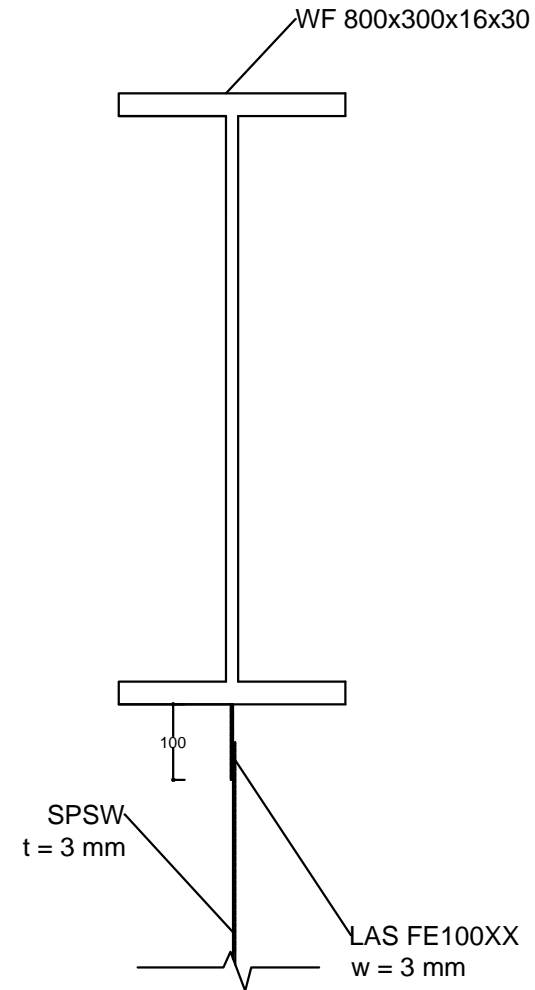
20



JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS



SAMBUNGAN BALOK DAN SPSW
SKALA 1:10



POTONGAN H-H
SKALA 1:10

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

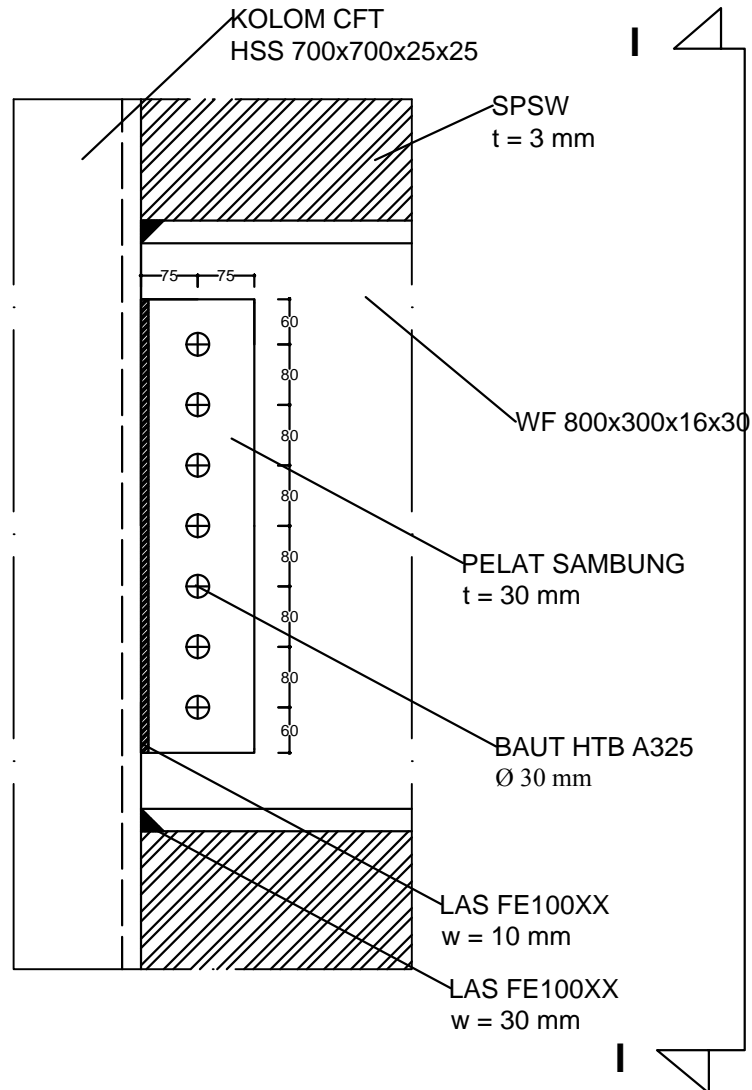
15


JMLH LEMBAR

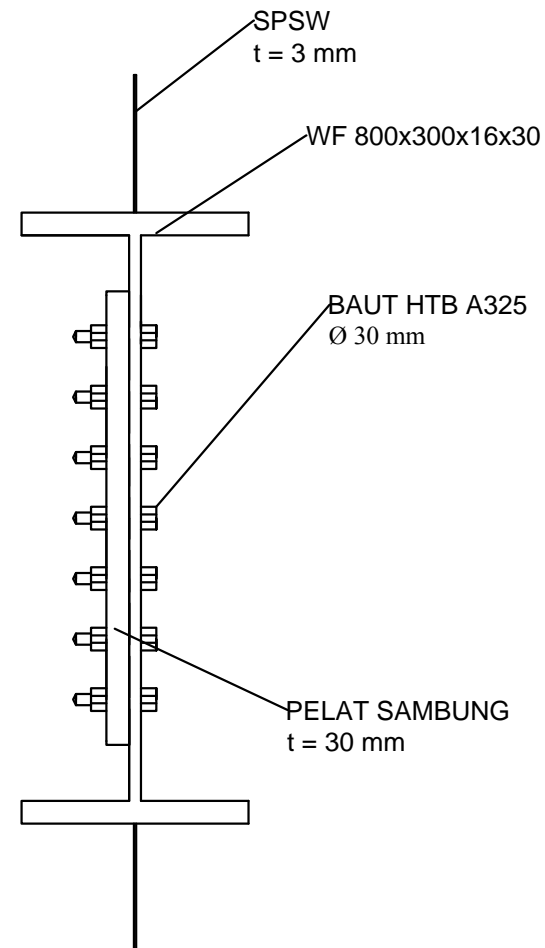
20




**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



 **SAMBUNGAN HBE DAN VBE**
SKALA 1:10



 **POTONGAN I-I**
SKALA 1:10

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

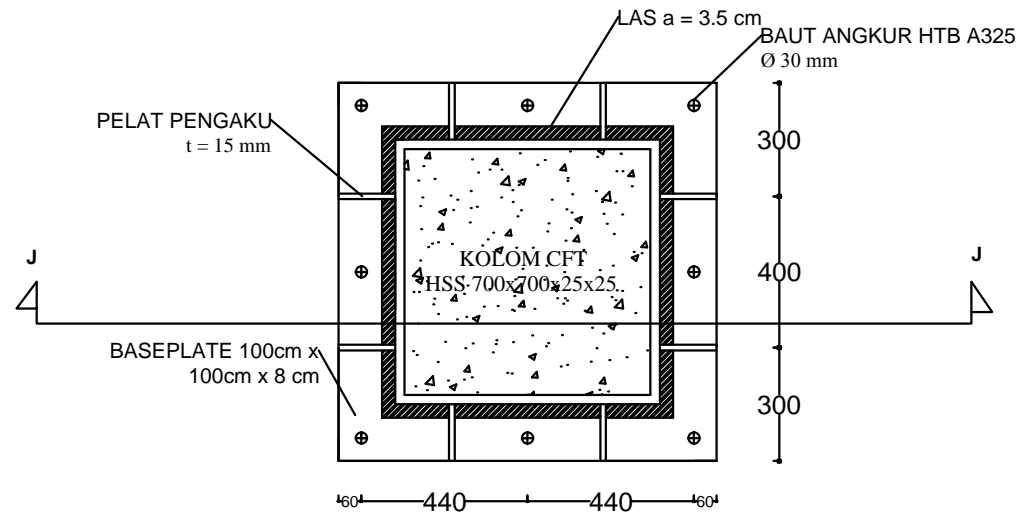
16


JMLH LEMBAR

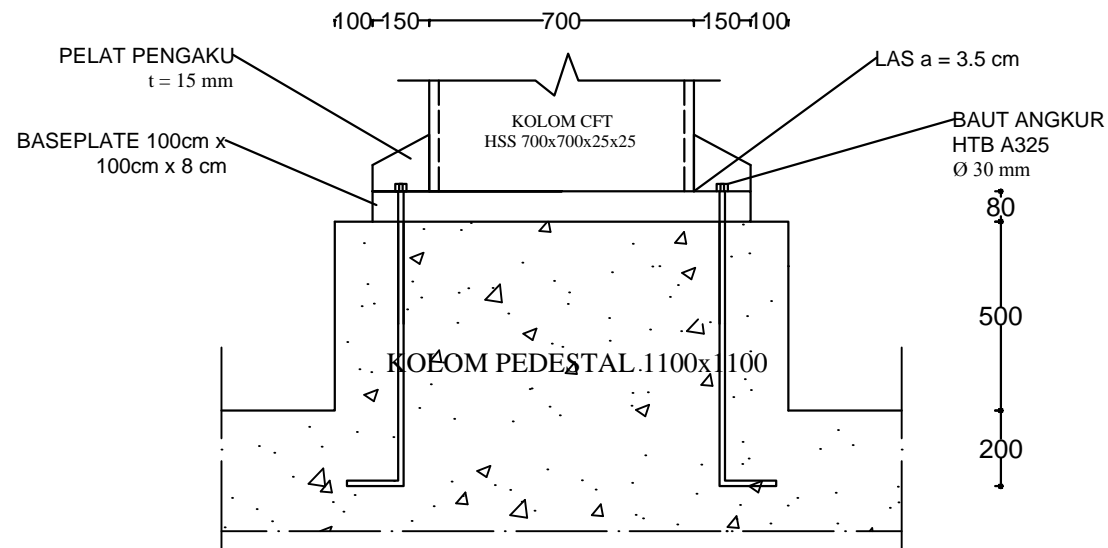
20




**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**



 **SAMBUNGAN BASE PLATE**
SKALA 1:20



 **POTONGAN J-J**
SKALA 1:20

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

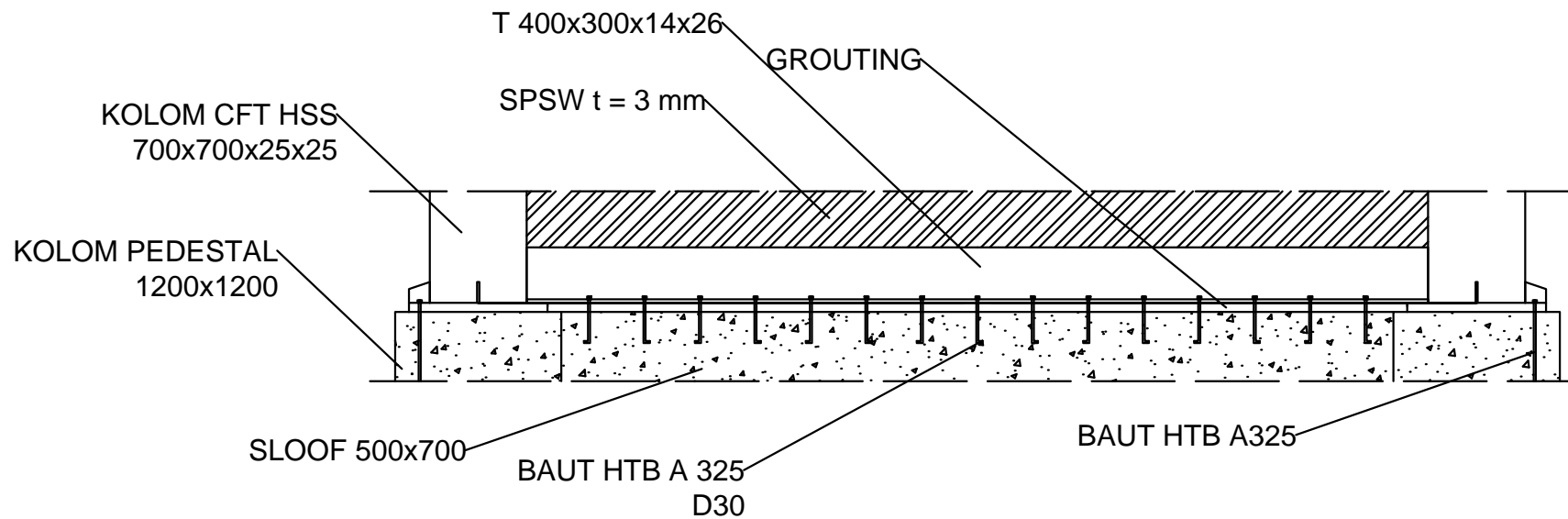
17

JMLH LEMBAR

20



JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS



SAMBUNGAN SPSW LANTAI DASAR
SKALA 1:50

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

18

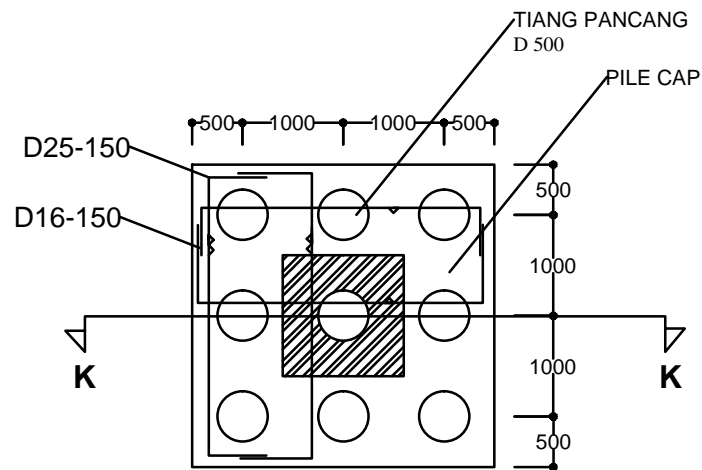
JMLH LEMBAR

20

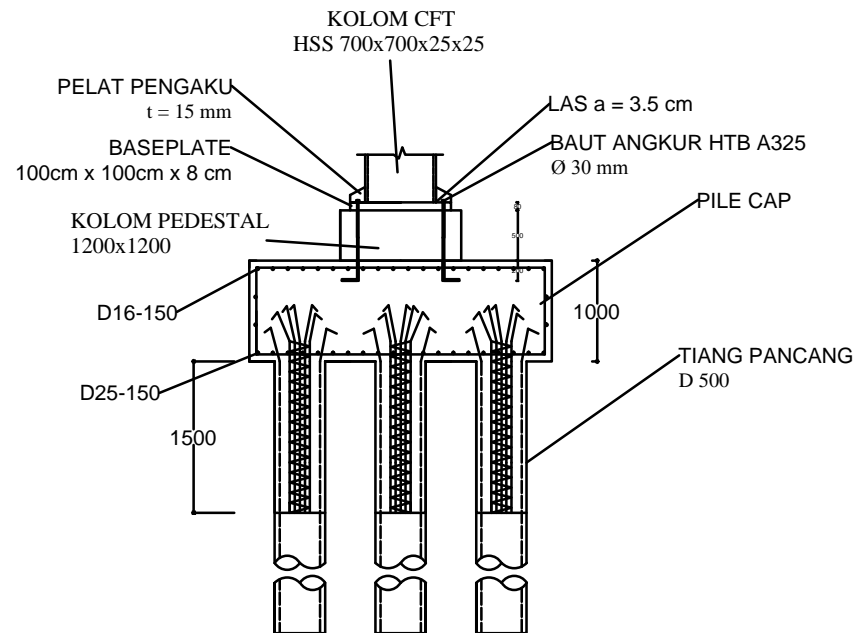


**JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS**

Kedalaman Tiang Pancang = 14 m



 **DENAH PILE CAP**
SKALA 1:75



 **POTONGAN K-K**
SKALA 1:75

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

DOSEN
PEMBIMBING 1

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

DOSEN
PEMBIMBING 2

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

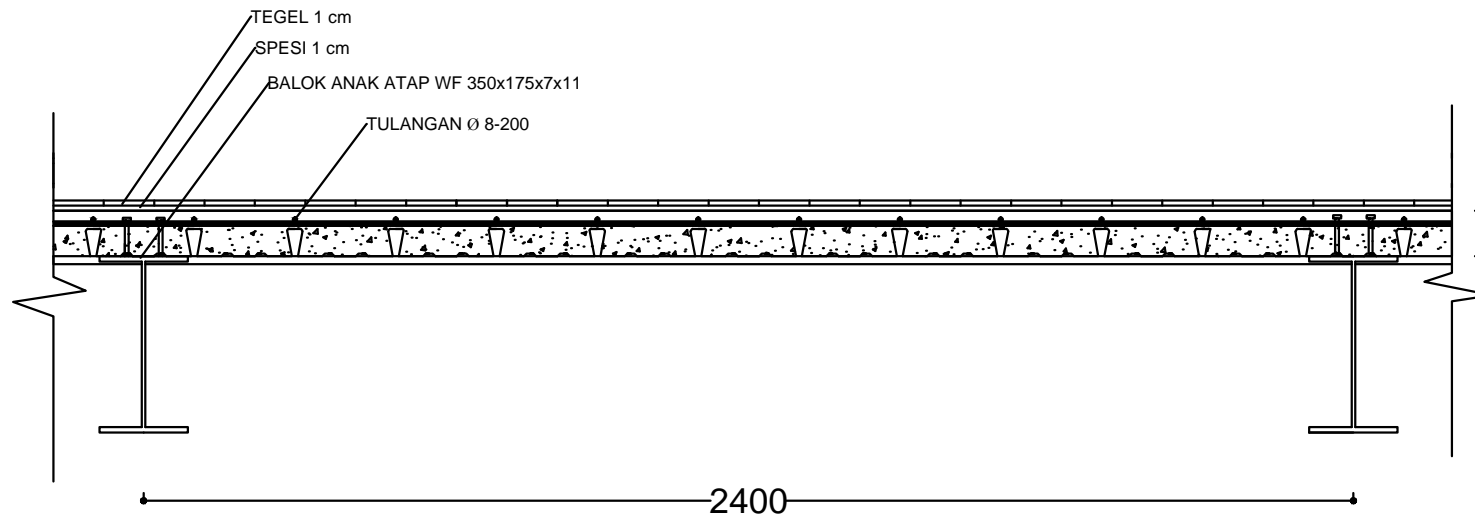
19

JMLH LEMBAR

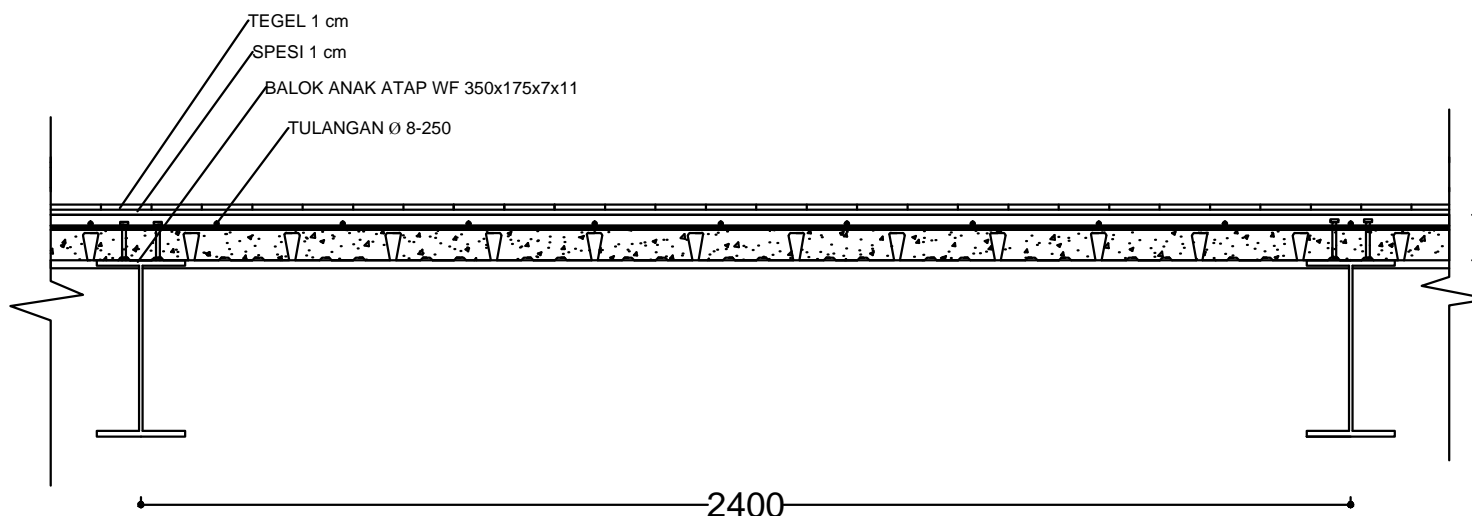
20



JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS



PELAT LANTAI PERKANTORAN
SKALA 1:15



PELAT LANTAI ATAP
SKALA 1:15

NAMA

BRYAN JEVON

NRP

3113100034

**DOSEN
PEMBIMBING 1**

DATA IRANATA
S.T,M.T,PH.D.

**DOSEN
PEMBIMBING 2**

HARUN AL RASYID
S.T,M.T,PH.D.

NO LEMBAR

20

JMLH LEMBAR

20



JURUSAN TEKNIK
SIPIL ITS

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM SARJANA (S1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP – ITS

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Kamis** tanggal **12 Januari 2017** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS bagi mahasiswa:

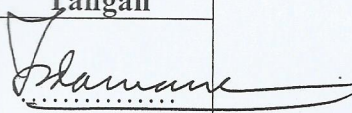

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
3113100034	Bryan Jevon S.	Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) Menggunakan Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Dengan Hasil :

<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- TA Wno 606
- T_{max} utas, t_{max} detail.
- Soft-story effect
- Simbol f_c, t_c, dsb.
- P_{max} → g_{max} Et
- Syarat t_{minimum}
- Cek lantai beton hidup.
- SPSW oblique?
- Cek tebal sambungan baut t_{up} t₁ ... 2 t₂
- Densitas pile cap strip 1 atau 2 → (opsi) 1 atau 2 dari wno.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Ir. Isdarmanu, M.Sc	
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT	

Surabaya, 12 Januari 2017
Dosen Pembimbing I
(Ketua)

Data Iranata, ST. MT. PhD

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)

Harun Al Rasyid, ST. MT. PhD

Dosen Pembimbing 3
(Sekretaris)



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01



NAMA PEMBIMBING	:	Data Iranata, ST, MT, Ph.D.
NAMA MAHASISWA	:	Bryan Jevon
NRP	:	3113100034
JUDUL TUGAS AKHIR	:	MODIFIKASI PERENCANAAN BUDUNG POLITEKNIK ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STEEL PLATE SHEAR WALL
TANGGAL PROPOSAL	:	16 Juni 2016
NO. SP-MMTA	:	054991 / IT 2.3.J.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	22/09 - 2016	- Perencanaan pelat lantai atap & gedung - Perencanaan balok anak atap & gedung Revisi : - tangkapan tentang shear connector	- Perencanaan lift - Sambungan balok anak & induk	
2	12/10 2016	- Perencanaan lift - Sambungan balok anak & induk	- Perencanaan tangga	
3	24/10 2016	- Perencanaan tangga	- Permodelan struktur	
4	21/11 2016	Permodelan struktur	- Revisi ETABS	
5	28/11 2016	Revisi ETABS	- Struktur primer	
6	7/12 2016	Struktur Primer	Bangunan bawah	
7	13/12 2016	Bangunan Bawah	Kelengkapan Laporan	
8	27/12 2016	Kelengkapan Laporan		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01



NAMA PEMBIMBING	: Harun Al Rasyid, ST, MT, Ph.D.
NAMA MAHASISWA	: Bryan Jevon
NRP	: 3113100034
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG POLITEKNIK ELEKTRO NEGERI SURABAYA (PENS) MENGGUNAKAN STEEL PLATE SHEAR WALL
TANGGAL PROPOSAL	: 16 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 054991 / ITA - 3.I.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	26/09 2016	- Perencanaan Pelat Lantai atap & gedung - Perencanaan balok anak atap & gedung Revisi = - tanyakan tentang shear connector	- Perencanaan lift - Sambungan balok anak & induk	
2	12/10 2016	- Perencanaan lift - Sambungan balok anak & induk	- Perencanaan Tangga	
3	24/10 2016	- Perencanaan tangga	- Permodelan struktur	
4	21/11 2016	Permodelan struktur	- Revisi ETABS	
5	28/11 2016	Revisi ETABS	Struktur Primer	
6	7/12 2016	Struktur primer	- Bangunan Bawah	
7	13/12 2016	Bangunan Bawah		

BIODATA PENULIS



Bryan Jevon S.

Lahir di Surabaya pada tanggal 18 Juli 1995. Penulis merupakan anak ke dua dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDK St. Theresia 1 Surabaya (2001-2007), SMPK St. Agnes Surabaya (2007-2010), dan SMAK St. Agnes Surabaya (2010-2013). Pada tahun 2013 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana (S-1) di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya dengan NRP 3113 100 034. Penulis mengambil bidang studi struktur dengan judul tugas akhir “**Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) Menggunakan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)***”

Contact Person:

Email : bryan.jevon@gmail.com